



UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA
BARCELONATECH

Escola d'Enginyeria de Barcelona Est

TRABAJO DE FIN DE GRADO

Grado en Ingeniería Mecánica

EVALUACIÓN SISMO RESISTENTE DE UN EDIFICIO DE ESQUINA DEL DISTRITO DE L'EIXAMPLE. COMPARATIVA DE RESULTADOS DE ACUERDO A EJES PRINCIPALES DE ANÁLISIS



Volumen I

Memoria – Presupuesto

Autor:	Marta Zalabardo Armengol
Director:	Jorge Arturo Avila Haro
Departamento	CMEM
Convocatoria:	Enero 2018



Resum

La repercussió que pot tenir un terratrèmol sobre un edifici és un factor important a tenir en compte a l'hora d'edificar. En aquest projecte, s'ha dut a terme un estudi sísmic per a varis edificis característics de l'Eixample per tal d'analitzar les conseqüències que tindria una acció sísmica a un edifici rectangular, un xamfrà i el xamfrà girat 45 graus. Durant l'època de construcció de l'Eixample no s'havien establert criteris per a l'estudi sísmic ni es tenien eines ni coneixements suficients, es per això, que s'ha decidit fer-ne l'estudi i veure'n els riscos que realment tenen aquestes construccions.

Primerament, es fa un estudi de la zona territorial i quins moviments sísmics poden ocórrer, seguidament s'analitza la capacitat de cada edifici per aguantar les sol·licitacions i finalment es procedeix a fer-ne l'anàlisi dels danys que podrien succeir. Per escollir el millor mètode, s'han estudiat diferents Normes i s'ha escollit la més adient al cas d'estudi, la realitzada exclusivament per al territori de Barcelona, en el projecte realitzat per Irizarry (IRIZARRY, 2004). Per a la realització del projecte s'ha utilitzat el programa de càlcul Matlab i el de creació d'edificis com el Tremuri.

Com a resultat, es pot assegurar que, un edifici rectangular de banda és més vulnerable i té més risc de patir danys en cas d'un terratrèmol, pel que es considera una estructura més rígida. Pel que fa als xamfrans, l'edifici aguanta més esforços i obté un desplaçament més gran sent més dúctil que el rectangular.

A més, s'han comparat resultats segons l'acceleració sísmica proposta per varies Normes i els resultats difereixen molt entre ells, això implica que, segons el criteri escollit, el dimensionament i els factors de seguretat a tenir en compte a l'hora d'edificar puguin estar dimensionats erròniament.

Resumen

La repercusión que puede tener un terremoto en un edificio es un factor importante a tener en cuenta en el momento de edificar. En este proyecto, se ha realizado un estudio sísmico para varios edificios característicos de l'Eixample para analizar las consecuencias que tendría una acción sísmica en un edificio rectangular, un chaflán i el chaflán rotado 45 grados. Durante la época de construcción de l'Eixample no se habían establecido criterios para el estudio sísmico, ni se tenían herramientas ni conocimientos suficientes, es por esto que se ha decidido realizar este estudio y ver que riesgos sufren realmente estas construcciones.

Primeramente, se realiza un estudio de la zona territorial y los movimientos sísmicos que podrían suceder, seguidamente se analiza la capacidad de cada edificio para resistir las sollicitaciones y, finalmente se procede a hacer el análisis de los daños que podrían suceder. Para escoger el mejor método se han estudiado diferentes Normas y se ha elegido la más adecuada para el caso de estudio, la realizada exclusivamente para el territorio de Barcelona, dentro del proyecto desarrollado por Irizarry (IRIZARRY, 2004). Para la realización del proyecto se ha usado el programa de cálculo Matlab y el de modelación de edificios Tremuri.

Como resultado, se puede asegurar que, un edificio rectangular de banda es más vulnerable y tiene mayor riesgo de sufrir daños en caso de terremoto, por lo que se considera una estructura más rígida. Por lo que se refiere a los chaflanes, el edificio aguanta más esfuerzos y se obtiene un desplazamiento mayor siendo más dúctil que el rectangular.

Además, se han comparado resultados según la aceleración sísmica propuesta por varias Normas i los resultados son muy diferentes entre ellos, esto significa que, según el criterio elegido, el dimensionamiento y los factores de seguridad a tener en cuenta a la hora de edificar puedan estar dimensionados erróneamente.

Abstract

The impact that an earthquake can have on a building is an important factor to take into account before build. In this project, a seismic study for some characteristic buildings of l'Eixample has been done to analyze the impact of a seismic action in a rectangular, chamfer and chamfer rotated 45 degrees buildings. During the time of l'Eixample construction, there wasn't any criteria established for the seismic study because of the lack of tools and knowledge about seismic, that's why it was decided to do this study and find the risks that can suffer these constructions.

First of all, a study of the territorial area and seismic movements that could happen has been done, then, the capacity of every building to support the loads and movements has also been done and, finally the analysis of the damages that could happen. This is why different standards had been analyzed to find the most suitable for this case, being the one made for Barcelona the best to use, the Irizarry's project (IRIZARRY, 2004). For the implementation of the project, the calculation program named Matlab and the modeling Tremuri program have been used.

As a result, can be ensured that, a rectangular building is more vulnerable and has more risk to be damage from an earthquake, being a more rigid structure. In what refers to the chamfers, the buildings stand more efforts and have a bigger displacement to support so are more ductile than the rectangular.

In addition, a comparison between different seismic accelerations proposed by several rules has been done. The results are very different between them so, this means that, according to the chosen criteria, the sizing of the building and the safety factors to take into account at the time of the construction can be wrongly dimensioned.

Agradecimientos

Quisiera expresar mi más sincera gratitud a mi familia y amigos. Por su confianza en mí y mis capacidades de sacar adelante esta carrera, el apoyo incondicional a lo largo de este camino.

Expresar mis agradecimientos a Jorge Avila Haro, tutor de este proyecto, por su implicación, disponibilidad y apoyo a lo largo de todo el proyecto.





Índice

RESUM	I
RESUMEN	II
ABSTRACT	III
AGRADECIMIENTOS	V
ÍNDICE DE FIGURAS	XI
ÍNDICE DE TABLAS	XVII
1. INTRODUCCIÓN	1
1.1. Objetivos del trabajo.....	2
1.2. Metodología usada	3
2. INTRODUCCIÓN HISTÓRICA	5
2.1. La Ciudad de Barcelona.....	5
2.2. El Plan Cerdà.....	7
2.3. L'Eixample	10
2.3.1. Sistema Constructivo:.....	12
2.3.2. Materiales y desarrollo.....	14
3. EL EDIFICIO MC161	17
3.1. Descripción general.....	17
3.2. Diseño estructural.....	19
3.2.1. Muros.....	19
3.2.2. Techo	20
3.2.3. Elementos de fachada	21
4. DEMANDA	23
4.1. Normativas de estudio.....	24
4.2. Espectro de Respuesta Elástica.....	25
4.3. Desarrollo y análisis de Normativas.....	28
4.3.1. Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02	28
4.3.2. Euro Código EC8	34
4.4. Irizarry	38
4.5. Comparativa	42

5.	CAPACIDAD	49
5.1.	Metodología.....	50
5.1.1.	ATC-40	50
5.1.2.	Método estático no lineal N2	50
5.1.3.	Tremuri.....	51
5.2.	Análisis	53
5.2.1.	Análisis modal	53
5.2.2.	Curva Pushover	54
5.3.	Espectro de Capacidad (N2)	56
6.	VULNERABILIDAD	61
6.1.	Risk-UE	62
6.2.	Punto de desempeño	64
6.3.	Estados de Daño	66
6.4.	Curvas de Fragilidad.....	67
7.	RESULTADOS	71
7.1.	Modal	73
7.1.1.	Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º.....	73
7.1.2.	Comparativa MC161 y M159 rectangular	75
7.2.	Curva de capacidad o Pushover	77
7.2.1.	Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º.....	77
7.2.2.	Comparativa MC161 y M159 rectangular	79
7.3.	Bilineal.....	80
7.3.1.	Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º.....	80
7.3.2.	Comparativa MC161 y M159 rectangular	81
7.4.	Capacidad vs. Demanda	82
7.4.1.	Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º.....	82
7.4.2.	Comparativa MC161 y M159 rectangular	83
7.5.	Curvas de fragilidad	85
7.5.1.	Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º.....	85
7.5.2.	Comparativa MC161 y M159 rectangular	86
7.6.	Estados de daño.....	88
7.6.1.	Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º.....	88
7.6.2.	Comparativa MC161 y M159 rectangular	90
7.7.	Índice de daño	92
7.7.1.	Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º.....	92

7.7.2. Comparativa MC161 y M159 rectangular.....	92
8. ANÁLISIS DEL IMPACTO MEDIOAMBIENTAL.....	95
CONCLUSIONES.....	97
PRESUPUESTO.....	99
BIBLIOGRAFÍA.....	101
ANEXO I: MODELACIÓN CON TREMURI.....	105

Índice de Figuras

Figura 2.1 Los distritos de Barcelona (Fuente: (BARCELONA, 2002))	6
Figura 2.2 Situación geográfica de Barcelona (Fuente: Adaptación de Google Maps)	6
Figura 2.3 Plano de l'Eixample del proyecto de Ildefons Cerdà (Fuente: (DOERR, 2014))	7
Figura 2.4 Modificaciones en los edificios de manzanas de Cerdà (Fuente: (GARCÍA, 2017))	9
Figura 2.5 Medidas de las manzanas de l'Eixample (Fuente: Propia)	9
Figura 2.6 Plano de la organización de los edificios de l'Eixample (Fuente: (DOERR, 2014))	10
Figura 2.7 Distritos de l'Eixample (Fuente: (GARCÍA, 2017))	11
Figura 2.8 Edificio de hormigón (Izq.) y mampostería (Der.) (Fuente: Propia)	12
Figura 2.9 Distribución de las manzanas y sus edificios (Fuente: Propia)	12
Figura 2.10 Columnas de la planta baja de uso comercial (Fuente: JORGE AVILA, 2017)	14
Figura 3.1 Vista aérea actual del edificio y parcelas (Fuente: Google Maps)	17
Figura 3.2 Representación de los tres edificios (Fuente: JORGE AVILA, 2017)	18
Figura 3.3 Vista aérea actual de la manzana del MC161 (Fuente: Google Maps)	18
Figura 3.4 Planta baja del edificio (Fuente: Propia)	19
Figura 3.5 Planta tipo del edificio (Fuente: Propia)	20
Figura 3.6 Formación del techo (Fuente: JORGE AVILA, 2017)	21
Figura 3.7 Fachada y tipología de balcones del MC161 (Fuente: Propia)	22

Figura 4.1 Espectro de respuesta elástica (S_a , T) (Fuente: Propia)	26
Figura 4.2 Transformación del Espectro a formato (S_a , S_d) (Fuente: Propia)	27
Figura 4.3 Mapa de Peligrosidad Sísmica (Fuente: NCSE-02 Normativa)	30
Figura 4.4 Espectro de respuesta elástica (S_a , T) según NCSE-02, $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)	33
Figura 4.5 Espectro en formato ADRS de todos los tipos de terreno para NCSE-02, $p_{ga}=0.04g$	33
Figura 4.6 Espectro de respuesta elástica (S_a , T) según EC8 con $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)	37
Figura 4.7 Espectro de respuesta elástica (S_a , S_a) según EC8, $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)	37
Figura 4.8 Tipo de terreno según Zonas para Barcelona según Irizarry (Fuente: (IRIZARRY, 2004))	39
Figura 4.9 Valor de p_{ga} para Barcelona según Irizarry (Fuente: (IRIZARRY, 2004))	40
Figura 4.10 Espectro de respuesta elástica (S_a , S_a) según Irizarry (Fuente: Propia)	41
Figura 4.11 Espectro de respuesta elástica (S_a , S_d) según Irizarry (Fuente: Propia)	41
Figura 4.12 Espectro de respuesta para NCSE02 con ambos p_{ga} (Fuente: Propia)	42
Figura 4.13 Espectro formato ADRS para NCSE02 con ambos p_{ga} (Fuente: Propia)	43
Figura 4.14 Espectro de respuesta para EC8 con ambos p_{ga} (Fuente: Propia)	43
Figura 4.15 Espectro formato ADRS para EC8 con ambos p_{ga} (Fuente: Propia)	44
Figura 4.16 Espectros de respuesta para cada Norma (Fuente: Propia)	44
Figura 4.17 Espectro formato ADRS para cada Norma (Fuente: Propia)	45
Figura 4.18 Espectro de respuesta para cada Norma, todas con $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)	45
Figura 4.19 Espectro ADRS para cada Norma, todas con $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)	46

Figura 4.20 Espectro de respuesta para todas las Normas con $pga=0.04g$ (Fuente: Propia)	47
Figura 4.21 Espectro ADRS para todas las Normas con $pga=0.04g$ (Fuente: Propia)	47
Figura 5.1 . MC161 modelado en 3D con Tremuri (Fuente: Propia)	51
Figura 5.2 Elementos estructurales de MC161 (Fuente: Propia)	52
Figura 5.3 MC161 con ejes girados 45° (Fuente: Propia)	54
Figura 5.4 Representación curva Pushover Dir. +Y (Fuente: Propia)	55
Figura 5.5 Transformación curva Fuerza-Desplazamiento a espectro de capacidad	57
Figura 5.6 Representación de la curva de capacidad y la bilineal equivalente Dir. +Y	59
Figura 6.1 Fundadores del proyecto Risk-UE (Fuente: (MULTINOVIC, 2003))	62
Figura 6.2 Representación de la Capacidad vs. Demanda, MC161 (Fuente: Propia)	65
Figura 6.3 Curvas de fragilidad en la dirección +Y, MC161 (Fuente: Propia)	69
Figura 6.4 Probabilidades para cada estado de daño en la dirección +Y, MC161 (Fuente: Propia)	69
Figura 6.5 Índice de daño con $pga=0.194g$ Dir. +Y, MC161 (Fuente: Propia)	70
Figura 7.1 Representación 3D de los edificios de estudio (Fuente: Propia)	71
Figura 7.2 Plantas tipo MC161 (Fuente: Propia)	72
Figura 7.3 Plantas tipo M159 (Fuente: Propia)	72
Figura 7.4 Análisis modal MC161 (Fuente: Propia)	74
Figura 7.5 Análisis modal MC161 girado (Fuente: Propia)	74
Figura 7.6 Análisis modal MC161 girado (Fuente: Propia)	76

Figura 7.7 Curva Pushover chaflán original (Izq.) y rotado (Der.) (Fuente: Propia)	77
Figura 7.8 Desplazamientos (Vbase y despl.roof) para MC161 (Fuente: Propia)	78
Figura 7.9 Desplazamientos (Vbase y despl.roof) para MC161 girado (Fuente: Propia)	78
Figura 7.10 Curva Pushover edificio de banda (Izq.) y chaflán original (Der.) (Fuente: Propia)	79
Figura 7.11 Bilineal de la capacidad (N2) para chaflán girado (Izq.) y chaflán original (Der.)	80
Figura 7.12 Bilineal de la capacidad (N2) para M159 (Izq.) y MC161 (Der.) (Fuente: Propia)	81
Figura 7.13 Representación Capacidad vs. Demanda mediante la bilineal (N2). MC161 (Fuente: Propia)	
Figura 7.14 Representación Capacidad vs. Demanda mediante la bilineal (N2). MC161 rotado (Fuente: Propia)	82
Figura 7.15 Capacidad vs. Demanda mediante la bilineal (N2). MC161 (Fuente: Propia)	84
Figura 7.16 Capacidad vs. Demanda mediante la bilineal (N2). MC161 (Fuente: Propia)	84
Figura 7.17 Curvas de fragilidad para MC161 girado (Fuente: Propia)	85
Figura 7.18 Curvas de fragilidad para MC161 (Fuente: Propia)	85
Figura 7.19 Curvas de fragilidad para MC161, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)	86
Figura 7.20 Curvas de fragilidad para M159 (rectangular), $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)	87
Figura 7.21 Probabilidades de daño MUN161 (Izq.) y girado (Der.), $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)	88
Figura 7.22 Probabilidades de daño para MUN161 (Izq.) y girado (Der.), $p_{ga}=0.194g$	89
Figura 7.23 Probabilidades de daño para MUN161 (Izq.) y rectangular (Der.), $p_{ga}=0.04g$	90
Figura 7.24 Probabilidades de daño para MUN161 (Izq.) y rectangular (Der.), $p_{ga}=0.194g$	91
Figura 7.25 Índice de daño respecto S_d , para MUN161 girado (Izq.) y MUN161 (Der.), $p_{ga}=0.194g$	92

Figura 7.26 Índice de daño respecto S_d , para M159 (Izq.) y MUN161 (Der.), $p_{ga}=0.194g$ _____ 93

Índice de Tablas

Tabla 3-1 Anchos de los muros que forman el edificio MC161 (Fuente: Propia)	20
Tabla 4-1 Tipos de terreno según NCSE-02 (Fuente: (NCSE-02, 2002))	31
Tabla 4-2 Tipos de terreno según EC8 (Fuente: (EUROCODE-8-1, 2004))	35
Tabla 4-3 Datos para Tipo II según EC8 (Fuente: (EUROCODE-8-1, 2004))	36
Tabla 4-4 Datos para tipo Probabilista según Irizarry (Fuente: (IRIZARRY, 2004))	40
Tabla 4-5 Equivalencia de los Tipos de Terreno entre Normas (Fuente: (IRIZARRY, 2004))	42
Tabla 5-1 Propiedades de los materiales y estructura (Fuente: (DÍAZ) y propia (Resultados))	52
Tabla 5-2 Resultados del análisis modal para el edificio original (Fuente: Propia)	53
Tabla 5-3 Resultados de la curva de capacidad en la dirección +Y para MC161 (Fuente: Propia)	55
Tabla 5-4 Punto de fluencia y punto último (Fuente: Propia)	60
Tabla 6-1 Porcentaje de cada Estado de Daño (Fuente: (MULTINOVIC, 2003))	64
Tabla 6-2 Características de cada Estado de Daño (Fuente: (MULTINOVIC, 2003))	66
Tabla 6-3 Desplazamientos espectrales para cada estado de daño, MC161 Dir.+Y	67
Tabla 6-4 Puntos de la binomial para cada estado de daño (Fuente: (MULTINOVIC, 2003))	68
Tabla 6-5 Probabilidad de obtener cada estado de daño en la dirección +Y, MC161	69
Tabla 7-1 Análisis modal original (Fuente: Propia)	73
Tabla 7-2 Análisis modal rotado (Fuente: Propia)	73

Tabla 7-3 Análisis modal original (Fuente: Propia)	75
Tabla 7-4 Análisis modal rectangular (Fuente: Propia)	75
Tabla 7-5 Puntos de la curva de capacidad para cada edificio (Fuente: Propia)	77
Tabla 7-6 Puntos de la curva de capacidad para cada edificio (Fuente: Propia)	79
Tabla 7-7 Puntos de fluencia, último y ductilidad edificios de esquina (Fuente: Propia)	80
Tabla 7-8 Puntos de fluencia, último y ductilidad para ambos edificios (Fuente: Propia)	81
Tabla 7-9 Puntos de ejecución bilineal-demanda para ambos edificios (Fuente: Propia)	82
Tabla 7-10 Puntos de ejecución bilineal-demanda para ambos edificios (Fuente: Propia)	83
Tabla 7-11 . Probabilidad de igualar o superar los diferentes estados de daño, $p_{ga}=0.194g$	86
Tabla 7-12 Probabilidad de igualar o superar los diferentes estados de daño, $p_{ga}=0.194g$	87
Tabla 7-13 Probabilidad de suceso de cada estado de daño, $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)	88
Tabla 7-14 Probabilidad de suceso de cada estado de daño, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)	89
Tabla 7-15 Probabilidad de suceso de cada estado de daño, $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)	91
Tabla 7-16 Probabilidad de suceso de cada estado de daño, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)	91
Tabla 7-17 Índice de daño para el punto de desempeño, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)	92
Tabla 7-18 Índice de daño para el punto de desempeño, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)	93



1. Introducción

En los últimos años, se han realizado numerosos estudios para definir el riesgo sísmico y así, poder evitar o reducir desastres sociales, económicos y ambientales. Las graves consecuencias que puede ocasionar un fenómeno natural devastador han hecho que el hombre deba investigar profundamente en este ámbito para la determinación del riesgo sísmico y los escenarios de daño que podrían ocasionarse en una zona determinada de un país. El hecho de que cada zona tenga sus características tectónicas propias según localización y terreno dificultan la obtención de los parámetros específicos de cada núcleo. Debido a la falta de datos se han realizado rigurosos estudios para definir dicho riesgo sísmico, entendiéndose como la probabilidad de pérdidas derivadas de los daños que pueda sufrir un edificio como consecuencia de un terremoto y así, poder prevenir o reducir las consecuencias.

Hay que tener en cuenta, que no se trata solo de la magnitud del fenómeno que ocurra sino de la capacidad estructural del edificio para superar dicho impacto desde un punto de vista social, institucional, político y económico.

El presente trabajo pretende evaluar el riesgo sísmico de una gran zona urbana como es la ciudad de Barcelona y, en particular, el distrito de l'Eixample, donde pertenecen los edificios de estudio. Debido a que esta zona está clasificada como zona con un riesgo sísmico entre leve y moderado, aún dificulta más la obtención de datos para el análisis ya que no han sucedido demasiados fenómenos sísmicos como para realizar un estudio estadístico de los parámetros posibles. Por lo que se ha usado como herramienta de información los datos proporcionados por los Sistemas de Información Geográfica, (ICG, 27 de Diciembre de 2007) en el caso de Barcelona, el Instituto Cartográfico de Cataluña que ha realizado varios estudios para la identificación de los diferentes escenarios de riesgo sísmico en las zonas urbanas.

Además, es usual no encontrar ningún estudio previo antisísmico en zonas con sismicidad moderada o baja debido a que las Normas no suelen obligar a ello o porque en la época de su construcción no se tenían en cuenta los eventos sísmicos como un factor de riesgo.

Fue, a partir de la década de los 70 cuando se empezó a tomar conciencia de este fenómeno, para entonces, l'Eixample ya llevaba años en construcción (se considera el 1931 como año medio de su construcción) por lo que los edificios que la conforman no han tenido ningún estudio sísmico previo. Es por eso, que se ha decidido realizar dicho estudio mediante datos históricos e información geográfica de varios edificios tipo tales como un edificio de esquina (en su posición original y girado 45º) y un edificio de banda rectangular, todos ellos construidos con mampostería no reforzada.

Además de analizar las consecuencias que tendría un terremoto en esta zona, se ha estudiado la influencia de la geometría y de los elementos estructurales de cada edificio ante una actividad sísmica. Esto permite establecer las características más favorables que deberían tener los edificios y los efectos que tiene su orientación.

Debido a la coexistencia de diferentes normativas sobre el riesgo sísmico y los parámetros a seguir para la construcción de edificios, ya sea normas Europeas, Españolas o estudios de micro zonación para ciudades específicas, se han empleado las principales para definir la demanda más adecuada al caso de estudio. La demanda se entiende como la magnitud que pueda tener el terremoto según la zona de estudio, es decir, con que aceleración, durante qué periodo o qué desplazamiento podría producirse en la zona de l'Eixample. Además del riesgo que tenga la zona, el daño que pueda ocasionarse en el edificio depende, en gran parte, de la vulnerabilidad de éste, es decir, el daño que pueda ocasionarse en la estructura. Es por esto que, en casos donde ha habido un terremoto en una zona concreta, algunos edificios han soportado el sismo sin ocasionar daños y otros, en cambio, han llegado a derrumbarse. Para el análisis de la capacidad, se ha debido estudiar todos los elementos estructurales que los conforman y, mediante herramientas de cálculo y programas de creación de edificios obtener los datos de ductilidad, resistencia y capacidad del edificio. Para ello, se simula la demanda obtenida anteriormente en la estructura del edificio y así, se obtienen los desplazamientos obtenidos por las vibraciones y los puntos más frágiles por donde el edificio colapsaría y rompería.

1.1. Objetivos del trabajo

El objetivo principal de este proyecto es hacer un análisis del comportamiento de edificios tipo de l'Eixample ante una actividad sísmica, así como la obtención de los índices de daño para evaluar el impacto que tendría un terremoto.

Para ello los objetivos que se han ido cumpliendo son:

1. Determinar la demanda que afectará a la estructura (magnitud del terremoto) una vez comparadas varias normativas sísmicas.
2. Determinar la capacidad del edificio para aguantar las solicitaciones aplicadas mediante programas de cálculo (Matlab) y de modelación (Tremuri), asumiendo así el aprendizaje del uso de dichos programas.
3. Una vez obtenidos los puntos anteriores se enfrentarán en un mismo grafico para obtener la vulnerabilidad y fragilidad de la estructura.

4. Finalmente, la obtención de los índices de daño que podría sufrir el edificio.
5. Comparar los resultados para un edificio de banda rectangular, un chaflán de esquina y el chaflán girando sus ejes 45º y, determinar cuál de sus direcciones tiene un mejor comportamiento para soportar las acciones sísmicas.

1.2. Metodología usada

La metodología usada para cada parte del proceso de análisis se ha elegido habiendo hecho un estudio previo de varias metodologías existentes.

Para definir y adoptar los escenarios sísmicos propicios para la ciudad de Barcelona se han considerado las metodologías propuestas por tres documentos. La Normativa Europea EC8 (EUROCODE-8-1, 2004), la Norma Española sobre Sismicidad del 2002 (NCSE-02, 2002) y un estudio realizado exclusivamente para Barcelona por Irizarry (juntamente con el Instituto Cartográfico de Cataluña), (IRIZARRY, 2004). Una vez obtenidos los resultados de las Normas se ha elegido el proyecto Irizarry por ser el más adecuado y reciente para nuestra zona. Con esto se ha obtenido la demanda para zona de l'Eixample. Los resultados referentes a la demanda se han obtenido mediante el programa de cálculo Matlab.

El presente estudio también se ha apoyado en estudios avanzados de análisis de riesgo sísmico como el proyecto Risk-UE y los estudios del Instituto Cartográfico de Cataluña (ICC).

Para la obtención de la capacidad, se ha usado el método N2 que proviene de un método desarrollado previamente para el estudio de edificios de hormigón (ATC-40, 1996). El método N2, en cambio, permite realizar el estudio para edificios de mampostería como los de este proyecto. Para la obtención de estos resultados se ha modelado el edificio con el programa Tremuri, después se han trasladado los datos obtenidos a Matlab y mediante las ecuaciones y matrices del N2 y Risk-UE también introducidas en Matlab, se han obtenido los gráficos de capacidad, curvas de fragilidad y los índices de daño (FAJFAR P. G., 1996).



2. Introducción histórica

2.1. La Ciudad de Barcelona

La ciudad de Barcelona, cuyo nombre proviene de una colonia romana llamada Barcino fundada en el siglo X a.C., ha sido siempre una ciudad de interés por su estratégica localización ya que tiene acceso al mar, montaña y se conecta con Francia por el norte. Su ubicación facilitaba las estrategias militares y las actividades comerciales a través del mar Mediterráneo, es por eso que, durante siglos estuvo envuelta de murallas construidas por los romanos en el siglo III delimitando lo que hoy se conoce como el casco antiguo de la ciudad. (TARRAGÓ, 1994)

Debido al aumento de la población, la ciudad necesitaba una ampliación además de acabar con problemas de la época tales como la falta de condiciones higiénicas y servicios públicos para tanta densidad de población. Es por eso que se fueron ampliando las murallas hasta que en el año 1856 se decidió derrumbarlas y empezar a ampliar la ciudad creando los distritos que la constituyen actualmente. La expansión fue tal que del año 1875 al 1900 se tuvieron que construir más de 10.000 edificios que constituyen el 15% de la ciudad llegando a un valor del 19% en la década de los 60. (SOTERAS MAURI, Enero de 1960).

De esta ampliación, cuyo nombre en catalán es *eixamplar*, se asigna el nombre del distrito de l'Eixample. Debido a la época de su desarrollo, no hay ningún estudio sísmico hecho antes de su construcción por lo que han sido de gran importancia los estudios desarrollados en la actualidad para la obtención de los valores de sismicidad que podrían ser dañinos para el edificio y por lo tanto, causar desastres monumentales y humanos. Para ello se ha tenido que estudiar la procedencia y composición de los materiales usados en los edificios, así como las pautas seguidas durante su construcción (IMI, 2002).

Barcelona actualmente está formada por 10 distritos y rodeada por múltiples poblaciones y ciudades limítrofes como son el caso de los Municipios de Badalona y l'Hospitalet de Llobregat, (Figura 2.1).

Según el censo en 2016 la población que reside en la ciudad supera los 1.600.000 habitantes y, junto a los municipios de alrededor forman un área metropolitana que engloba la mitad de la población de Cataluña, siendo ésta de un total de unos 6 millones de habitantes. Por lo que en los 100km² de terreno que la forman la densidad de población es de unos 15000 hab/km².



Figura 2.1 Los distritos de Barcelona (Fuente: (BARCELONA, 2002))

La topografía de la ciudad varía mucho de un punto al otro y está situada en el plano del piedemonte de la sierra de Collserola que pertenece a una cordillera catalana. Además, la ciudad queda delimitada por los deltas del Besòs al noreste y del Llobregat al suroeste (Figura 2.2). Para clasificar los tipos de terrenos, Cid et al., (2001) distingue dos tipos básicos, por un lado, la tipología montañosa con materiales como rocas, granitos y materiales terciarios y por el otro, la parte más llana perteneciente a la zona más central de la ciudad y la más cercana a los deltas.



Figura 2.2 Situación geográfica de Barcelona (Fuente: Adaptación de Google Maps)

2.2. El Plan Cerdà

Cuando se decidió ampliar la ciudad, varios proyectos fueron presentados ya que se hizo un concurso público para la elección del proyecto final y fue elegido el del ingeniero Ildefons Cerdà para el desarrollo y diseño de la obra civil. Fue en 1860 cuando la reina Isabel II puso la primera piedra en Plaza de Catalunya como símbolo del inicio del proyecto.

El ingeniero Ildefons Cerdà, ya era conocido por otros proyectos anteriores como la construcción de la carretera de Sarrià en 1845 cuyas obras duraron cinco años, y el plano topográfico de los alrededores de la ciudad en 1855. Fue en 1859 cuando presento su propuesta para Barcelona llamada el Pla d'Eixample, este proyecto cubriría las necesidades de ampliación y reforma de la ciudad debido, en gran parte, a la Revolución Industrial. Era una propuesta complicada y lenta debido a que la ciudad sufriría un cambio total, dejando atrás la imagen de un territorio destinado principalmente al conreo y trabajo de la tierra. Además, había que modificar la naturaleza del paisaje formada por rieras, cosa que se alejaba mucho de una imagen urbana y moderna del territorio (GIMENO, 1994).

Una de las características destacables del proyecto fue el desarrollo de dos grandes vías que cruzaban la ciudad, conocidas como la Avenida Diagonal y la Meridiana. Una tercera vía, la más amplia de ellas con el nombre de Gran Vía de les Corts Catalanes (Figura 2.3).

La nomenclatura de las demás calles secundarias seguía un patrón propuesto en 1864 por Víctor Balaguer en el cual las calles horizontales tenían nombres de territorios e instituciones catalanoaragonesas y las verticales, de hijos de personas reconocidas dentro del ámbito político, artístico y literal.

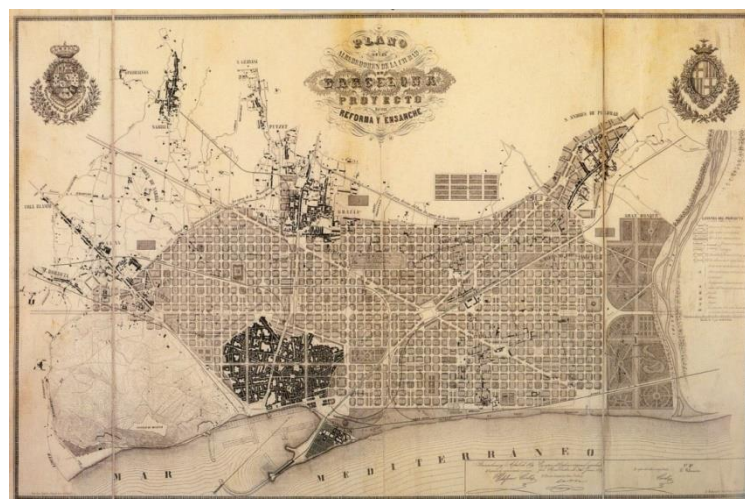


Figura 2.3 Plano de l'Eixample del proyecto de Ildefons Cerdà (Fuente: (DOERR, 2014))

Aunque se consideró un gran proyecto debido a que cubría totalmente las necesidades sociales y culturales además de proporcionar buena comunicación viaria, espacios abiertos y sus características zonas verdes el plan de reforma y diseño de Cerdà, éste recibió varias críticas. La problemática se debía principalmente a la inexistencia de espacios políticos y, a pesar de que el proyecto estaba preparado para su ejecución, no contaba con un marco legal adecuado para iniciar el proceso de reforma y ampliación.

La historia del Plan Cerdà es amplia y llena de obstáculos en su desarrollo ya que fueron muchas las modificaciones que sufrió el primer diseño de Cerdà. Además, el ayuntamiento de Barcelona controlaba gran parte del plano geométrico de l'Eixample, haciendo en él algunas modificaciones respecto del original. Varios arquitectos propusieron modificaciones y patrones que debido a su influencia en la institución fueron también aplicados (CABRE, 1994).

Como consecuencia de estos conflictos el proyecto original cambio tanto que prácticamente lo único que se mantuvo intacto fue el plano de alineaciones y parámetros. Aun así, las modificaciones no podían destruir la esencia del proyecto Cerdà ni su influencia en la totalidad del proyecto durante los cinco primeros años de desarrollo, siempre usando la total convicción y defendiendo su sistema de urbanización de la ciudad (GIMENO, 1994).

Se llegó incluso a afirmar que Ildefons no tenía planificado en ningún momento la creación de Las Ramblas de Barcelona, ni las medidas de la Plaza Cataluña fueron las que originalmente él consideró además de alguna otra modificación en las dimensiones de las calles.

El hecho de que la Vía Layetana haya sido la única construida de las tres que Ildefons ideó en el casco antiguo demuestra una vez más otra de las múltiples modificaciones que sufrió su proyecto siendo, la más grave, la modificación de las aperturas en las manzanas que se habían diseñado con dos lados libres y el patio interior, (Figura 2.4).

Hay que tener en cuenta que en ese momento surgieron varias inmobiliarias y empresas privadas que vieron como un gran negocio el aprovechamiento máximo del terreno edificable siendo una de las principales influencias para las instituciones (SAENZ RIDRUEJO, Mayo de 1972).

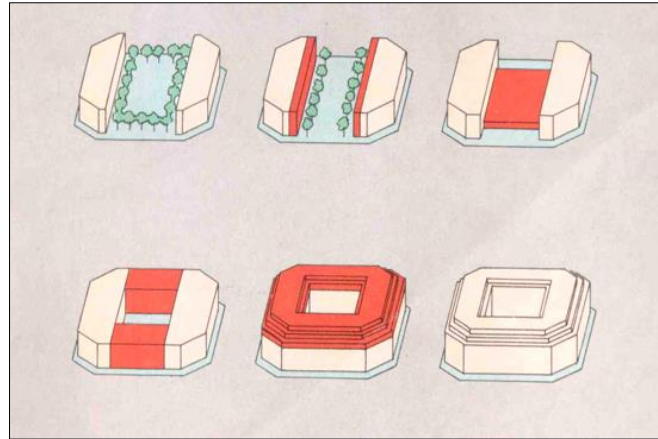


Figura 2.4 Modificaciones en los edificios de manzanas de Cerdà (Fuente: (GARCÍA, 2017))

El Pla Cerdà fue un proyecto no solo arquitectónico sino de diseño y remodelación de la ciudad con intención de mejora. La distribución que planteó Ildefons era totalmente lineal con calles orientadas del sudeste al noroeste y del sudoeste al nordeste de una anchura que varía entre 20 y 50m. Las manzanas cuadradas de 113,33m de ancho y chaflanes en las esquinas, pero solo edificadas tres lados con 20 edificios de unos 10m de altura con tres niveles y jardín interior (Figura 2.5). Esto permitía una buena luminosidad todo el día.

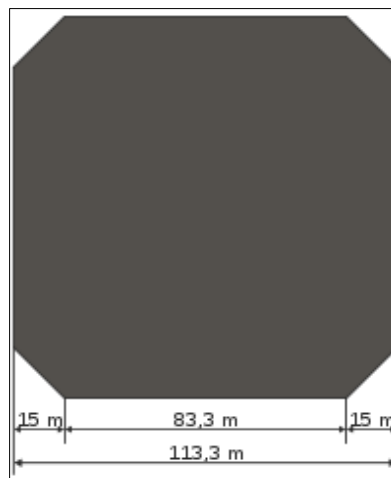


Figura 2.5 Medidas de las manzanas de l'Eixample (Fuente: Propia)

Cada manzana estaba formada por aproximadamente 20 edificios y uno de los lados daba lugar a una entrada hacia un patio interior (Figura 2.6). Esta distribución permitía subdividir l'Eixample en barrios cada 5x5 manzanas y cada uno con sus edificios propios como iglesias y colegios. Cada 10x10 manzanas conformaba un distrito que comparte otro tipo de edificios o equipamientos como el mercado municipal. Y para cada cuatro distritos hay un hospital y un parque o jardín emblemático. Cada doce distritos se forma un conjunto urbano con parques y cementerio (TARRAGÓ, 1994).

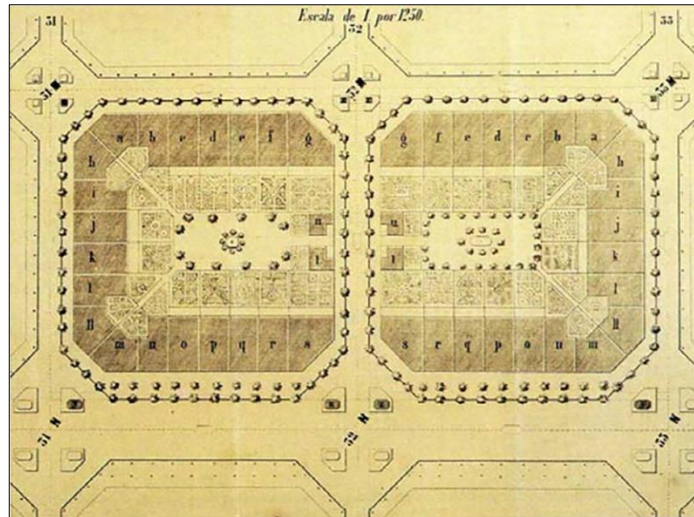


Figura 2.6 Plano de la organización de los edificios de l'Eixample (Fuente: (DOERR, 2014))

Por lo que finalmente, enés de edificar unos 5.000m² encontramos actualmente superficies de 9.200m² mediante la reducción de los jardines interiores. Además, la altura de los edificios paso a ser de 16m pudiendo edificar dos niveles más. Más adelante, se llegó a construir edificios de hasta 24m de altura llegando a tener 7 plantas como el edificio de este proyecto. La diferencia entre el primer proyecto hasta la última modificación ha aumentado la superficie edificada un 300%.

2.3. l'Eixample

Una vez se demolieron las murallas que rodeaban Barcelona en 1854, se empezó a ampliar la zona urbana en forma de distritos que permanecen hasta día de hoy y son, el distrito de Horta, Gracia, San Andrés, San Martí, Sarrià y Sants además de l'Eixample.

El distrito de l'Eixample se divide en seis partes, la zona dónde hay la Sagrada Familia, el Forte Pienc, la derecha de l'Eixample, la nueva y antigua izquierda de l'Eixample y la zona de Sant Antoni (Figura 2.7). Se caracteriza por tener la mayoría de edificios (un 70% de los 8.658 edificios que hay en total), formados por mampostería no reforzada y de más de cien años de antigüedad (PERMANYER, 2008).

Actualmente, l'Eixample tiene aproximadamente 265.000 habitantes siendo un 16,4% de la población total de Barcelona.

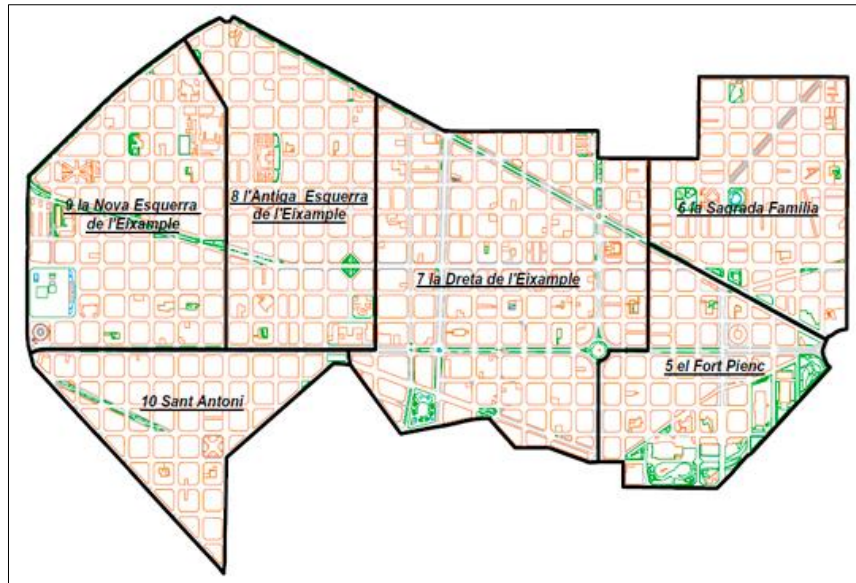


Figura 2.7 Distritos de l'Eixample (Fuente: (GARCÍA, 2017))

Durante su construcción se produjeron algunas variaciones en la tipología de los edificios debido a las mejoras en las técnicas de construcción. Por lo que podemos dividir este periodo en tres etapas, el pre modernismo (1860-1900), el modernismo (1888-1915) y el postmodernismo (1910-1936).

A partir del 1940 hasta 1960 se empieza a construir con hormigón armado ya que ésta nueva metodología de construcción además de tener mejores propiedades era más económica y se podría clasificar en la época contemporánea (PARICIO, 2001).

A continuación, se muestran dos edificios actuales, por un lado, el edificio de estudio de este proyecto, construido de mampostería y uno de los años 50 construido con hormigón armado (Figura 2.8).

Se pueden observar diferencias significativas en la fachada, primeramente, por el material usado y también en la forma de los balcones. En el edificio de estudio, los balcones son diferentes según altura, siendo el segundo, tercer y cuarto balcón iguales y el primero y el último diferentes entre ellos. En cambio, en el edificio de hormigón todos los balcones son iguales y siguen un patrón más rectangular desapareciendo la estética de balcones en forma de media luna y los arcos en las ventanas.

La decoración en los huecos de fachada también se ha simplificado, siendo la de nuestro edificio, decorada con piedras, arcos y elaboradas formas mientras que, en el de hormigón los huecos son ventanas simples y balcones sin decoraciones. Por último, también ha desaparecido el tejado a dos aguas del último piso y no se muestra diferencia entre los demás pisos y la estética del último en los edificios de hormigón.



Figura 2.8 Edificio de hormigón (Izq.) y mampostería (Der.) (Fuente: Propia)

2.3.1. Sistema Constructivo:

El modelo actual de l'Eixample está formado por los edificios de “banda” y los de esquina en forma de chaflán (Figura 2.9). La mayoría de estos están formados por dos viviendas en cada planta, con un modelo constructivo que se repite a lo largo del distrito dando la posibilidad de establecer un modelo

único para todas las manzanas que la conforman. Los edificios de banda son mayoritariamente rectangulares con una fachada que da a la calle y otra al patio interior y los de esquina siguen una geometría pentagonal y simétrica con una fachada delantera de dimensiones mayores a la interior. Desde un punto de vista estructural y arquitectónico, l'Eixample mantiene un mismo patrón en la mayoría de los edificios que la forman, esta homogeneidad y distribución la hacen especialmente característica (PARICIO, 2001).

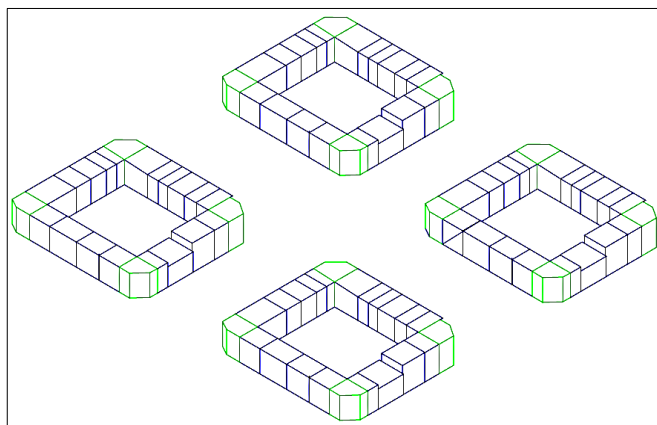


Figura 2.9 Distribución de las manzanas y sus edificios (Fuente: Propia)

La mayoría de los edificios han sido construidos sin tener en cuenta ningún estudio sísmico. Los edificios modelo tienen entre 4 y 7 pisos, con un sistema de muros hechos de ladrillos con unos espesores de entre 45 y 60cm en las fachadas y de entre 15 y 30cm en los demás muros portantes. Las medianeras del primer piso tienen un grosor de 30cm y los demás pisos de 15cm. Para los edificios de mampostería, la tipología usada es de tres paredes de carga en cada edificio, dos correspondientes a las fachadas (principal y posterior) hechas únicamente de ladrillos sin forjado interior y la tercera (interior) paralela a la fachada principal. En el centro del edificio se encuentra la caja de escalera (con muros de unos 30cm de espesor a lo largo de todo el edificio) y el patio interior para dar luminosidad. Estos dos elementos proporcionan mayor estabilidad a la estructura. Las paredes laterales o medianeras fueron diseñadas para ser compartidas entre los dos edificios adyacentes como un solo muro y, por lo tanto, creando una estructura más sólida (LEONARDO DE TEJADA, 2 de Agosto de 1900).

Para las dos primeras plantas, los forjados suelen ser de viguetas metálicas y bovedilla cerámica simplemente apoyada en jácenas metálicas y pilares de fundición o bien en paredes.

Anteriormente, las viguetas para el forjado eran de madera, pero dificultaba la unión de estas con el mortero. Encima de la bovedilla se colocan los cascotes y sobre ellos el mortero de cal y el pavimento. Para las demás plantas, el tipo de forjado es de vigueta de madera y bovedilla cerámica. Finalmente, a partir de la década de los 20 se empezó a usar el acero en forma de bovedilla entre las vigas (Figura 2.10).

Esto permitió usar los pilares o columnas y jácenas metálicas en la planta baja y el sótano, creando espacios más abiertos y diáfanos que encajaban a la perfección con el uso comercial que se le suele dar a la planta baja.



Figura 2.10 Columnas de la planta baja de uso comercial (Fuente: JORGE AVILA, 2017)

Fue en la década de los 60 cuando se demolieron algunos edificios y se reconstruyeron con hormigón armado con pilares y losas reticulares. Siendo éste uno de los tipos más altamente vulnerables a una actividad sísmica si se encuentra en una zona moderada o alta frente al riesgo sísmico. Un porcentaje muy reducido de edificios en esta zona son de estructura metálica.

Su distribución y diseño innovador produjo una oleada de comentarios e intereses en todo el país además de la valoración económica que permitía la obtención de una buena vivienda a un precio razonable estando en el punto de mira de muchas comunidades y siendo nombrado en varios artículos (SAENZ RIDRUEJO, Mayo de 1972).

2.3.2. Materiales y desarrollo

Los edificios “tipo” como el caso de este proyecto, fueron construidos entre el 1860 y el 1940, época en la que, además del uso de productos cerámicos destinados a la construcción tales como ladrillos, tejas, azulejos para los suelos unidos con algún tipo de conglomerante, la base de construcción era el método artesanal con ayuda de herramientas básicas de la época. Es por eso que se le daba gran importancia a la mano de obra cualificada ya sea en el momento de construir o en la creación de las diferentes piezas en hornos de carbón o sobre madera. La posición de las piezas en el horno o el control sobre el tiempo de horneado, así como factores externos eran de vital importancia para las características y propiedades finales de la pieza.

La técnica para construir los ladrillos se fue mejorando con el tiempo, al principio los ladrillos eran prismas cerámicos con porosidades y diferentes propiedades. Esto se debía a la metodología artesanal que no permitía un control exhaustivo de las proporciones de mezcla ni del tiempo de cocción de éstos en las tejerías dónde, conseguir una temperatura estable de cocción era realmente difícil y por lo tanto afectaba a la resistencia de los ladrillos. Más adelante se mejoraron los hornos de cocción en forma de túnel o el conocido horno Hoffman que permitían un mayor control de la cocción. Con la automatización de algunos procesos de producción y la incorporación de nuevas máquinas se empezaron a modelar ladrillos con huecos y de dimensiones más simétrica. Esto dificulta el estudio actual de los materiales y propiedades de cada edificio (PARICIO, 2001).

Aunque en esa época no existían normativas ni regulaciones se considera una de las tipologías de construcción más resistentes y duraderas, pero, por otro lado, los edificios fueron diseñados únicamente a carga vertical y sin ninguna consideración sísmica ya que la publicación de la primera normativa de diseño sismo resistente en España fue establecida posteriormente.

A continuación, se muestra una breve descripción de los materiales y técnicas usadas en la construcción de l'Eixample. Los principales materiales son:

- *La cerámica* es el material básico de construcción de ese período puesto que elementos como las vueltas de escalera, los techos del sótano, las bovedillas, los tabiques y muros y las cubiertas están hechas de ladrillo. Este material no tiene problema en la absorción de cargas y esfuerzos por lo que no presenta un problema para el edificio. El principal inconveniente con el material depende de la naturaleza de la cual proviene y la manera de ser fabricado y montado y por lo tanto, de ello depende la calidad de los ladrillos.

Debido a la época de su construcción, en 1918 se empezó a usar el Horno Hoffman por lo que nuestro edificio contiene ladrillos formados con éste mejorado método que proporciona una cocción más rápida y uniforme.

A partir del 1919 se empiezan a construir ladrillos de forma mecánica cosa que mejoro potencialmente las propiedades de los ladrillos llegando a duplicar su resistencia. Si generalizamos en la forma de los ladrillos, mayoritariamente fueron usados los de dimensiones de 30x15cm y podían ser ladrillos corrientes o con huecos.

- *Los conglomerados* formados por una base de varias sustancias prensadas y endurecidas con aglutinante que forman la base del material usado en este tipo de edificios son el cemento lento, la cal y el portland artificial. Siendo este último, un material más científicamente elaborado y por lo tanto proporciono mejores resultados.
- *La piedra* usada en la construcción de l'Eixample varía según si su uso era para la obtención del ladrillo o si eran necesarios bloques más grandes para fachadas enteras. También se encuentra

en forma de dados en los empotramientos de pilares. Como elemento decorativo también se encuentra alrededor de los huecos de fachada como ventanas y puertas. Su proveniencia suele ser de la parte de Montjuïc (Barcelona) y de Murcia. A partir de los años 20-30 se empezaron a usar piedras artificiales para el relleno de huecos como puertas, ventanas y balcones por lo que es posible que nuestro edificio también contenga este tipo de piedra al ser construido en 1932.

- *La madera* tubo su mayor utilización a finales del siglo XIX en los techos como jácnas o como vigas secundarias a estas. También se usaron como dinteles para la sujeción de las paredes superiores y solía proceder los Pirineos Catalanes. Nuestro edificio ya no contempla este uso constructivo ya que, como dicho anteriormente, ya se usaban elementos metálicos.
- *El hormigón*; en el caso de este material es fundamental la correcta proporción de los diferentes elementos que lo forman por tal de obtener las propiedades deseadas. Su uso es básicamente de sujeción de jácnas y pilares de fundición. Hasta los años 60 no se usó el hormigón así que no forma parte de nuestro edificio.

3. El Edificio MC161

3.1. Descripción general

El edificio de estudio es un edificio de esquina construido en el año 1932 por lo que está dentro de la época del postmodernismo. Su estructura formada por mampostería no reforzada lo hace un modelo representativo de la ciudad de Barcelona estando dentro del periodo donde se construyeron más edificios de l'Eixample. Se ha nombrado el edificio como MC161 y se usará como referencia a lo largo del proyecto, para el edificio girado se usará la nomenclatura MC161 girado/rotado y para la posterior comparación con el rectangular (edificio correlativo) se le llamará M159.



Figura 3.1 Vista aérea actual del edificio y parcelas (Fuente: Google Maps)

El MC161 es un edificio de mampostería no reforzada con forjados de vigueta metálica ya que según la época de su construcción ya se usaban las vigas metálicas envés de madera para mejorar el soporte de cargas. Al ser un edificio de esquina su forma particular no se corresponde con la rectangular de los edificios centrales de la calle. Está formado por siete pisos a lo largo de tres edificios, pero para este proyecto solo se estudiará el edificio central que tiene forma de chaflán (Figura 3.2).

Su superficie es de unos 379 m² para la parte central y 225 m² para los laterales. En la estructura del edificio, encontramos que la planta baja está destinada básicamente a actividades comerciales por lo que tiene más altura que los demás pisos que le siguen además de una distribución de columnas y pilares diferente a los demás manteniendo solo los muros que separan los locales. La demás estructura está formada por jácenas, columnas y vigas metálicas. Esta distribución proporciona más espacio y movilidad en la planta, pero tiene menos rigidez estructural. Si a esto se le suma el hecho de que le falta un estudio sismo resistente durante su diseño, se puede afirmar que estos edificios pueden presentar

cierta vulnerabilidad frente una actividad sísmica. Las demás plantas son viviendas con dos pisos por planta de unos 90 m² cada uno en los edificios de banda y 150 m² en el chaflán (GIMENO, 1994).

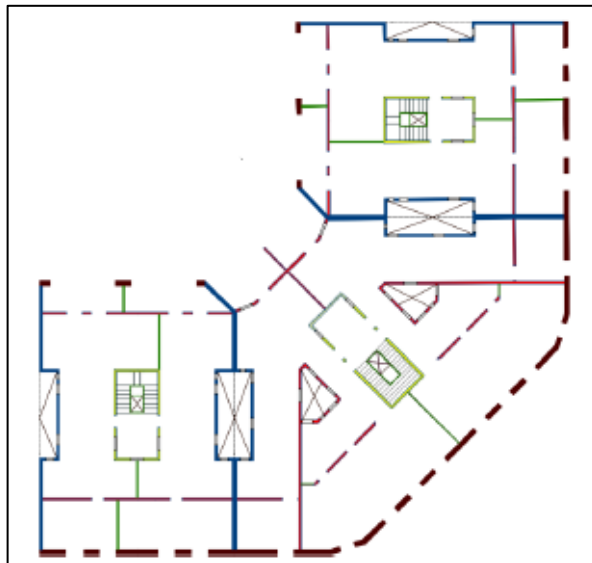


Figura 3.2 Representación de los tres edificios (Fuente: JORGE AVILA, 2017)

Hay que darle suma importancia al hueco de escalera y a los patios interiores dentro de la estructura del edificio. La escalera hace la función de elemento de distribución y acceso al resto de plantas y está situada en la parte central del edificio actuando como núcleo. Esto tiene no solo un valor funcional, sino que además este elemento que hace de núcleo cerrado proporcionando una mayor rigidez global.

Los patios también son un elemento importante en la estructura ya que por un lado proporcionan ventilación a los espacios centrales y al tener un grosor de unos 15cm proporciona más estabilidad al conjunto y por lo tanto mayor rigidez.



Figura 3.3 Vista aérea actual de la manzana del MC161 (Fuente: Google Maps)

3.2. Diseño estructural

3.2.1. Muros

La estructura del edificio está formada por muros de carga en la fachada de la planta baja de un espesor de 45cm que se reducen a 30cm de grosor en las demás plantas. Las medianeras que separan los tres edificios tienen un espesor de 15cm y las paredes divisorias o muros interiores también. Además, hay cuatro patios de luces, dos interiores y dos laterales que comparte con los edificios correlativos. Los huecos de escalera aportan estabilidad al edificio ya que están en el centro y tienen muros de unos 15cm de espesor a lo largo de todo el edificio. Los tabiques son de 10cm y en la parte trasera del edificio hay muros de 60cm en las medianeras. Las columnas metálicas de la planta baja son de 15cm y entre piso y piso hay un grosor del techo de 20cm en cada uno de ellos. Esta variedad de medidas causa problemas en la unión de muros, paredes y medianeras.

Debido al uso de la planta baja, los techos se caracterizan por tener bastante altura (4,2m) y está formado por columnas, jácenas y vigas metálicas de 15cm para obtener más amplitud y visibilidad en la sala. Las demás plantas tienen una distribución de paredes de 3,4m de altura y tabiques que dan lugar a seis divisiones ya que se usan como vivienda excepto el último piso que tiene 3,3m de altura.

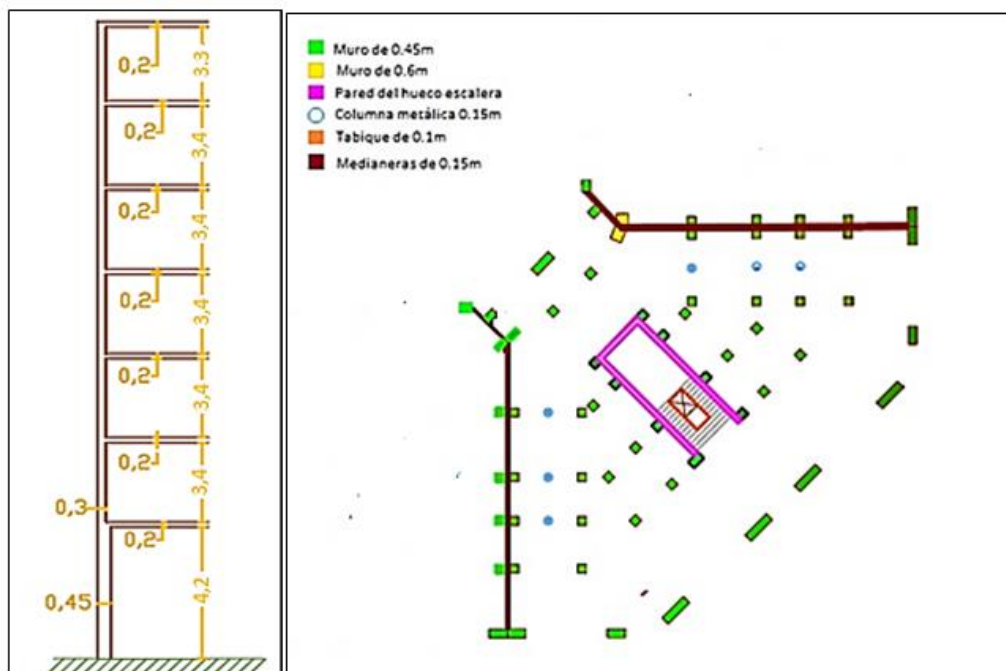


Figura 3.4 Planta baja del edificio (Fuente: Propia)

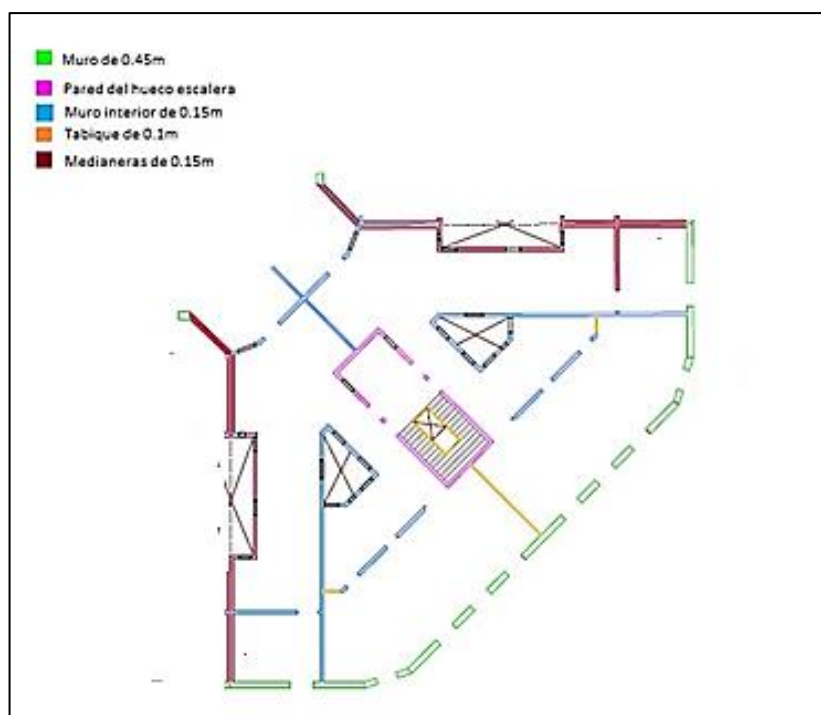


Figura 3.5 Planta tipo del edificio (Fuente: Propia)

Tabla 3-1 Anchos de los muros que forman el edificio MC161 (Fuente: Propia)

ELEMENTOS	PLANTAS						
(cm)	1	2	3	4	5	6	7
Altura	420	340	340	340	340	340	330
Fachada principal	45	30	30	30	30	30	30
Fachada interior	45	30	30	30	30	30	30
Huecos escalera	30	15	15	15	15	15	15
Muros intermedios	-	15	15	15	15	15	15

3.2.2. Techo

La estética de arcos de mampostería con dos losas apoyado en un perfil metálico para los techos es típica de la época. Concretamente, un sistema de losas en paralelo formadas por vigas metálicas separadas entre sí unos 80cm que tienen en el medio bóvedas de 20cm de mampostería compactada con yeso o mortero de cal para comprimir, y suele tener unas dos o tres filas de ladrillos apoyadas en el perfil metálico (Figura 3.6). La última capa de yeso contiene encima los azulejos que formaran el suelo transitable o pavimento. La diferencia entre las tres estructuras del edificio es que para los laterales las vigas van perpendiculares o paralelas a los muros y para el chaflán las vigas están colocadas en forma de abanico cosa que, durante el uso de vigas de madera provocó muchos problemas de debilidad.

Debido a que las puertas, ventanas y paredes acostumbran a tener dinteles de diversos materiales y tamaños para una parte tan débil se han acabado produciendo daños y pequeñas roturas alrededor de estos.

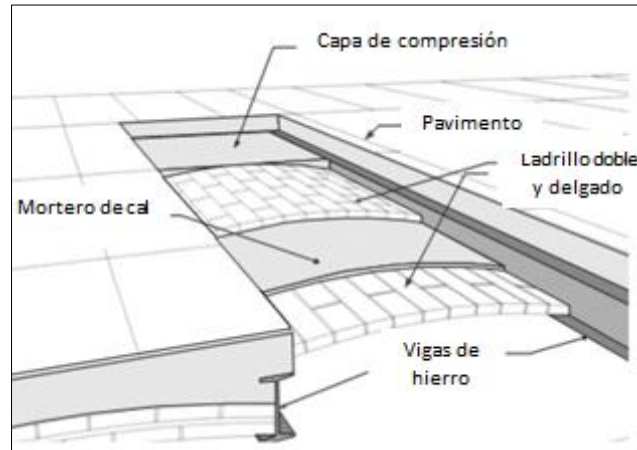


Figura 3.6 Formación del techo (Fuente: JORGE AVILA, 2017)

3.2.3. Elementos de fachada

En el diseño de los elementos que forman la fachada, así como las aperturas de puertas y ventanas se le dio gran importancia a la estética ya que se trataba de hacer edificios los más característicos y elegantes posible (Figura 3.7).

Elementos como balcones, tribunas y esquinas con diferentes grabados y formas mediante diferentes acabados como el estocado y otros materiales diferentes que el ladrillo como grandes piedras se usaron siempre manteniendo dentro de lo posible el control de las cargas generadas por la multitud de huecos en la estructura (PARICIO, 2001).

En nuestro edificio, tanto las dos fachadas como los patios de luces tienen múltiples huecos y terrazas en la fachada principal ocupando prácticamente todo el ancho del edificio de la primera a la cuarta planta (quinto piso si se tiene en cuenta la planta baja), en la quinta tenemos balcones más pequeños en forma de semicircunferencia y la última considerada como ático tiene ventanales.



Figura 3.7 Fachada y tipología de balcones del MC161 (Fuente: Propia)

4. Demanda

La demanda hace referencia a la acción sísmica o a la representación del movimiento que sufre el terreno al cual pertenece el edificio de estudio según la exigencia del terremoto. Este movimiento produce patrones de desplazamiento de la estructura del edificio y puede ser variable en el tiempo. Se trata de hacer referencia a la probabilidad de que, en una determinada zona y en un período de tiempo específico se iguale o supere un movimiento del terreno debido a la actividad sísmica.

Es por ello que es común en las normativas sismorresistentes la consideración de la acción sísmica definiendo la peligrosidad mediante el parámetro de la aceleración básica del terreno (a_b) que permitirá dividir el territorio en zonas con las mismas características sísmicas.

Para distinguir las diferentes zonas según el riesgo sísmico que tienen, se necesita un previo estudio geológico de la zona para distinguir los materiales que conforman el suelo. Según las características geológicas de cada zona los valores o parámetros de estudio pueden variar significativamente por lo que se ha de adecuar el método de cálculo y el escenario sísmico para determinar de forma precisa la demanda en el edificio de estudio. Un déficit de precisión en los resultados podría causar graves daños en caso de terremoto y un sobredimensionamiento de las estructuras requiere una mayor inversión (MARTÍNEZ CASTILLO, 2009).

Gracias a los estudios realizados en Barcelona sobre vulnerabilidad y amenaza sísmica durante los últimos 10 años, se ha podido evaluar el daño sísmico y definir la acción sísmica a pesar de la ausencia de datos de aceleración. Estos trabajos realizados por el Instituto Cartográfico de Cataluña describen la tectónica y sismicidad de Cataluña junto con los mapas de amenaza sísmica proporcionados por la Norma de Construcción Sismo resistente (NCSE-02, 2002) y los estudios de zonificación sísmica realizados por (CID J. , 1998).

En zonas como Cataluña donde la actividad sísmica es considerada leve-moderada con movimientos tectónicos débiles de acuerdo con la escala macro sísmica Europea. Debido a la falta de datos sobre aceleración para poder definir la demanda de forma precisa se debe recurrir a técnicas actuales de cálculo como los códigos de diseño sismorresistente para poder determinar los espectros de respuesta. Estas aceleraciones obtenidas en función de la intensidad permiten obtener dichos espectros que más adelante se usarán para el estudio de la probabilidad de daño. Un espectro de respuesta es un gráfico donde se representa el desplazamiento o periodo de tiempo que dura el terremoto y con qué aceleración afecta al edificio o terreno de estudio. En el caso de la demanda, este espectro representa la exigencia o magnitud de las vibraciones producidas por el terremoto.

En los siguientes apartados se explica más detalladamente este procedimiento que junto con otros cálculos permitirá el análisis completo de la demanda y capacidad del edificio MC161. En la parte práctica de este proyecto también aparecen dichos gráficos o espectros para varias normativas elegidas.

Según el proyecto sísmico Risk-UE (MULTINOVIC, 2003) hay dos métodos aplicables para el estudio del riesgo sísmico según si los parámetros que definan la demanda sísmica estén en formato de intensidad macro sísmica o mediante valores espectrales y ambos en dos escenarios posibles, el determinista y probabilista.

En este proyecto el estudio se basará en la obtención de los espectros de respuesta tanto en la obtención de la demanda como de la capacidad. El escenario elegido es el probabilista, por lo que el proceso determinista no será usado ni explicado detalladamente puesto que no es objeto de estudio. Una vez estudiados los métodos se elegirá el más riguroso para la parte práctica de este proyecto y así ser aplicado al edificio de estudio.

4.1. Normativas de estudio

A medida que se han ido obteniendo más estudios y conocimientos sobre las actividades sísmicas y sus repercusiones, se han ido desarrollando diferentes normativas sismorresistentes en cada país o región según demanda sísmica.

Durante la historia, en España se han ido desarrollando normativas con el fin de normalizar las técnicas y parámetros de uso en la edificación y reducir así los posibles riesgos y peligros que pueda originar. Dentro de las normas se encuentra la MV del ministerio de vivienda (MV101, 1963) que fue la primera ley aprobada en el año 1962 donde se incluyó por primera vez un mapa de zonas sísmicas. En 1968 se publicó la Norma Sismo resistente PGS, (PGS-1, 16 de Enero de 1969) creada por la Comisión Interministerial y la sigue la PDS de 1974 modernizada y más exigente ya que fue la primera norma de obligatorio cumplimiento en España según la zona y su peligrosidad.

No fue hasta el 1995 que se publicó la Norma de Construcción Sismorresistente (NCSE-94) que pretendía evitar la pérdida de vidas humanas en caso de desastre y reducir el coste económico de los daños ocasionados. Fue a partir de esta norma que se introdujo un mapa sísmico probabilista en el que se usaban parámetros de aceleración sísmica básica (ab) permitiendo una mayor rigurosidad en los estudios y resultados de análisis estructural.

En este proyecto se usará dentro del territorio español la normativa de Construcción Sismorresistente Española del 2002, (NCSE-02, 2002) que sustituye la anterior norma sismorresistente NCSE-94. Ésta normativa oficial permite obtener los espectros de demanda para cualquier territorio del país.

A fin de poder analizar varios métodos y obtener diferentes resultados permitiendo escoger la norma que sea más precisa sea, se hará uso de otras normas para el estudio. Se ha elegido la norma Europea llamada Euro código (EUROCODE-8-1, 2004) y un estudio específico para Barcelona desarrollado por Irizarry (IRIZARRY, 2004), con los datos proporcionados por el Instituto Geológico de Cataluña y publicado en Julio de 2004.

Una vez analizada la demanda que produciría un terremoto en la zona donde se sitúa el MC161 para cada norma, se elegirá una de ellas para proceder al resto de cálculos y análisis que requiere el proyecto.

4.2. Espectro de Respuesta Elástica

Para poder analizar los resultados que se obtengan es necesario obtener los gráficos que representan los espectros de respuesta, es decir, según la zona de estudio obtener las solicitaciones sísmicas que sufriría. Para ello se obtienen parámetros de desplazamientos y aceleraciones en un período de tiempo mediante la simulación de un terremoto (AVILA-HARO J. G.-D., 2017).

El espectro contiene tanto variables que hacen referencia a la sismicidad producida durante la historia como las que representan el tipo de terreno y sus características.

Todas las normas cuantifican los espectros con un 5% de amortiguamiento, es decir, una vez se pone el edificio en vibración amortigua el movimiento hasta pararse considerando que no va a quedarse nunca permanentemente en vibración. Éstos gráficos se obtienen introduciendo las diferentes ecuaciones y metodologías de cada Norma en el programa de cálculo Matlab.

Primeramente, se obtiene un espectro de la aceleración espectral en función del período T. Este periodo está dividido en cuatro tramos; el primer tramo con aceleración ascendente, seguidamente una zona con aceleración constante y dos tramos más característicos de la zona siendo el último de aceleración descendente. Más allá de ese tramo se considera el punto de inflexión.

Siguiendo el ejemplo de la figura 4.1, se observa que del tramo 0 al B la aceleración asciende hasta llegar a una aceleración máxima que se mantendrá constante hasta TC. Una vez superado este tiempo la aceleración desciende progresivamente pasando por TD que representa el punto de inflexión. Todos ellos dependen del tipo de terreno y metodología usada. En este caso solo se representarán las que describan el territorio al cual pertenece l'Eixample.

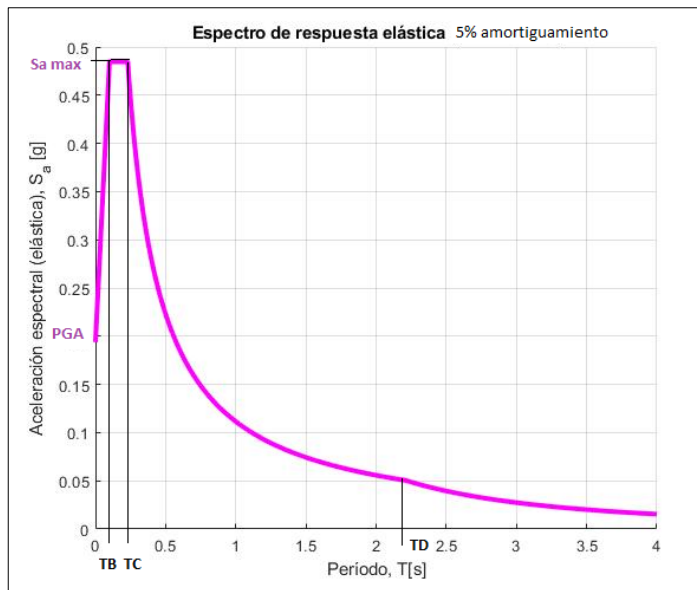


Figura 4.1 Espectro de respuesta elástica (S_a, T) (Fuente: Propia)

Posteriormente se transforma el gráfico que representa el desplazamiento sufrido según el nivel de aceleración al cual es sometido el edificio mediante la conversión de parámetros que permitirá obtener el gráfico, (Figura 4.2). en formato (S_a, S_d).

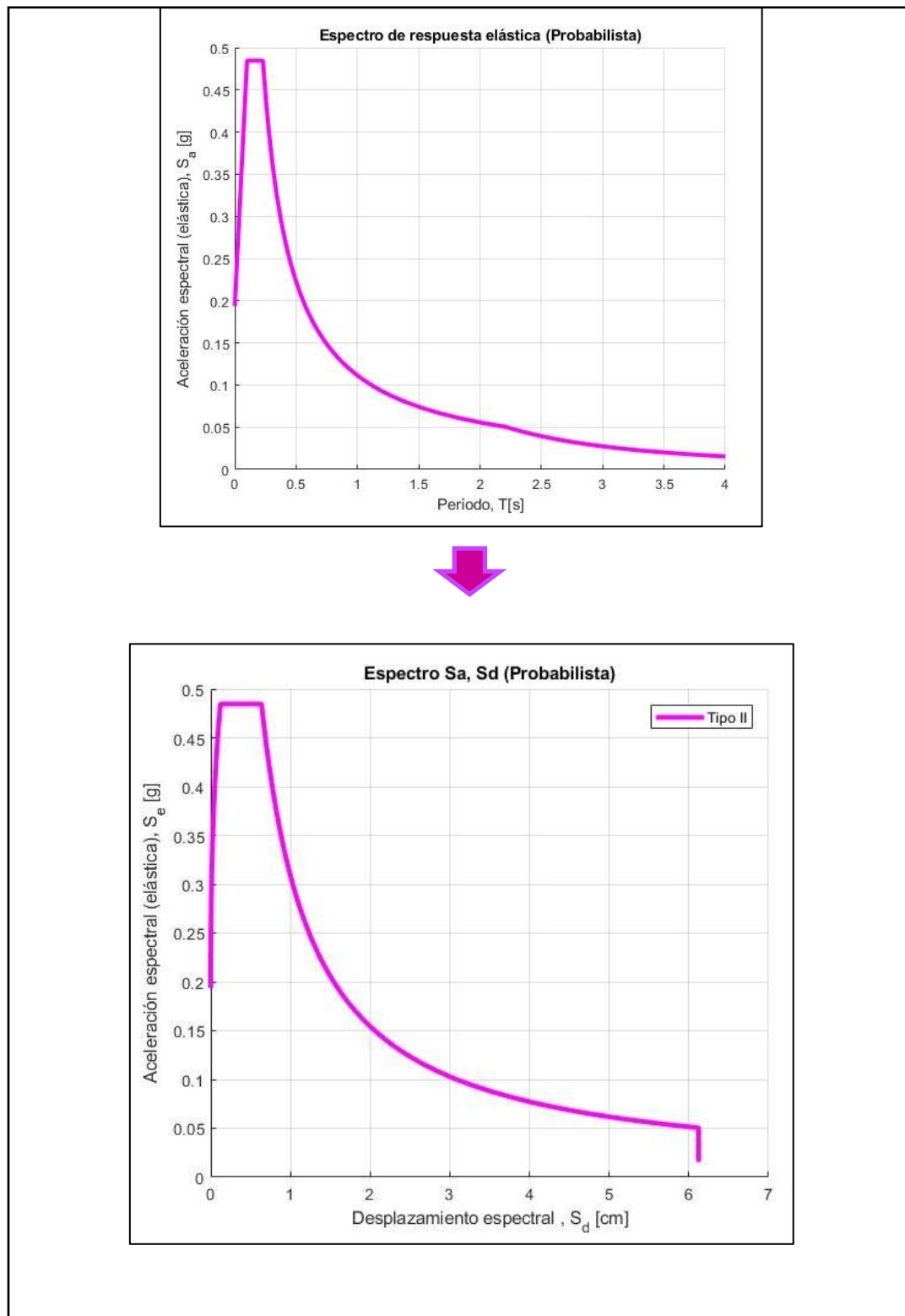


Figura 4.2 Transformación del Espectro a formato (S_a , S_d) (Fuente: Propia)

La conversión aceleración-desplazamiento espectral o ADRS (*acceleration-displacement response spectra*) se obtiene mediante la ecuación:

$$S_d = g * \frac{T^2}{4\pi^2} * S_a \quad (\text{Ec. 4.1})$$

Esta forma es la que cumple con la definición de acción sísmica para el proyecto Risk-UE. El procedimiento y cálculos están detallados y graficados en este apartado para cada una de las tres normas ya que cada una de ellas propone unas expresiones concretas para la obtención de los espectros. Finalmente se hará una comparativa de las tres juntas por tal de elegir la más precisa y proceder al estudio de la capacidad estructural del edificio.

4.3. Desarrollo y análisis de Normativas

4.3.1. Norma de Construcción Sismorresistente, NCSE-02

La última modificación de esta norma fue publicada en octubre de 2002 adecuada a los conocimientos vigentes sobre sismología de la Norma de Construcción Sismorresistente: parte general y edificación (NCSR-02) como evolución y mejora de la anterior norma de 1994. Ésta norma es de obligatorio cumplimiento dentro del Estado Español en proyectos constructivos o de remodelación (NCSE-02, 2002).

En ella se marcan las condiciones a cumplir de las estructuras de edificación para mantener la seguridad de las personas, edificios u otros en caso de terremoto. Es decir, tiene como objetivo proporcionar los criterios a seguir en el territorio español para tener en cuenta la acción sísmica en la construcción de edificios.

Clasifica los edificios en tres niveles según varios criterios como el uso al que vaya destinado el edificio o los daños que pueda ocasionar una actividad sísmica. Según la importancia de los edificios encontramos:

1. Edificios de importancia moderada: aquellos con probabilidad casi nula de que, en caso de terremoto, pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio primario o producir daños económicos significativos.
2. Edificios de importancia normal: aquellos que un terremoto pueda ocasionar víctimas, interrumpir un servicio para la colectividad, pero nunca interrumpir un servicio imprescindible ni que pueda dar lugar a efectos catastróficos. Nuestro edificio pertenece a esta tipología.

3. Edificios de importancia especial: aquellos cuya destrucción por terremoto pueda interrumpir un servicio primario o dar lugar a efectos catastróficos. En este grupo se incluyen las construcciones que así se consideren en el planeamiento urbanístico y documentos públicos como edificios de servicios primarios, siendo éstos:

- a) Hospitales, centros o instalaciones sanitarias de cierta importancia.
- b) Edificios e instalaciones básicas de comunicaciones, radio, televisión, centrales telefónicas y telegráficas.
- c) Edificios para centros de organización y coordinación de funciones para casos de desastre.
- d) Edificios para personal y equipos de ayuda, como cuarteles de bomberos, policía, fuerzas armadas y parques de maquinaria y de ambulancias.
- e) Las construcciones para instalaciones básicas de las poblaciones como depósitos de agua, gas, combustibles, estaciones de bombeo, redes de distribución, centrales eléctricas y centros de transformación.
- f) Las estructuras pertenecientes a vías de comunicación tales como puentes, muros, etc. que estén clasificadas como de importancia especial en las normativas o disposiciones específicas de puentes de carretera y de ferrocarril.
- g) Edificios e instalaciones vitales de los medios de transporte en las estaciones de ferrocarril, aeropuertos y puertos.
- h) Edificios e instalaciones industriales incluidas en el ámbito de aplicación del Real Decreto 1254/1999, de 16 de julio, por el que se aprueban medidas de control de los riesgos inherentes a los accidentes graves en los que intervengan sustancias peligrosas.
- i) Las grandes construcciones de ingeniería civil como centrales nucleares o térmicas, grandes presas y aquellas presas que, en función del riesgo potencial que puede derivarse de su posible rotura o de su funcionamiento incorrecto, estén clasificadas en las categorías A o B del Reglamento Técnico sobre seguridad de presas y embalses vigente.
- j) Las construcciones catalogadas como monumentos históricos o artísticos, o bien de interés cultural o similar, por los órganos competentes de las Administraciones Públicas.
- k) Las construcciones destinadas a espectáculos públicos
- l) andes superficies comerciales, en las que se prevea una ocupación masiva de personas.

Observando el mapa de peligrosidad sísmica del territorio ver Figura 4.3 y el listado de valores en el que se basa, se confirma el valor establecido de la aceleración sísmica básica ab varía entre 0.04g y 0.0.8g.



Figura 4.3 Mapa de Peligrosidad Sísmica (Fuente: (NCSE-02, 2002))

Además, los terrenos se clasifican en cuatro tipos, el terreno tipo I es el formado por roca compacta o suelo cementado, cuando el terreno está formado por roca muy fracturada se denomina terreno tipo II. El tipo de terreno III como en el caso de Barcelona, lo conforman los suelos granulares o con consistencia firme. El último tipo es el suelo granular suelto o blando.

Para obtener el espectro de respuesta elástica de la Norma, hay que obtener primero el valor de la aceleración sísmica de la zona que se estudie, el PGA o peak ground acceleration. NCSE-02 nos proporciona este dato en su Anexo I dónde aparecen los valores para cada municipio del país, aunque también proporciona las ecuaciones para su cálculo.

Para una mayor precisión se ha decidido proceder al cálculo de la aceleración sísmica a_c mediante la siguiente fórmula:

$$a_c = S * \rho * a_b \quad (\text{Ec. 5.2})$$

Dónde:

ρ : Coeficiente adimensional de riesgo. Para nuestro edificio cuyo nivel de importancia es normal, $\rho = 1,0$.

S : Coeficiente de amplificación del terreno. Siendo el producto de $\rho \cdot a_b$ y de valor específico según las siguientes ecuaciones;

$$S = \begin{cases} \frac{C}{1,25} & \text{para } \rho a_b \leq 0,01g \\ \frac{C}{1,25} + 3,33 \left(\rho \frac{a_b}{g} - 0,1 \right) \left(1 - \frac{C}{1,25} \right) & \text{para } 0,01g < \rho a_b < 0,04g \\ 1,0 & \text{para } 0,04g \leq \rho a_b \end{cases} \quad (\text{Eq. 5.3})$$

S tendrá valor 1.0 ya que la condición $0,04g \leq \rho a_b$ se cumplirá siempre según el mapa sísmico (Fig...) y dado el tipo de edificio-

C: Coeficiente de terreno. Nuestra zona, según la clasificación del terreno de la Norma, es de tipo III, por lo que $C=1.6$.

Tabla 4-1 Tipos de terreno según NCSE-02 (Fuente: (NCSE-02, 2002))

CATEGORÍA	DESCRIPCIÓN	C
Tipo I	Roca compacta, suelo cementado o granular muy denso. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s > 750$ m/s.	1.0
Tipo II	Roca muy fracturada, suelos granulares densos o cohesivos duros. Velocidad de propagación de las ondas elásticas de cizalla, $750 \text{ m/s} > v_s > 400 \text{ m/s}$.	1.3
Tipo III	Suelo granular de compacidad media, o suelo cohesivo de consistencia firme a muy firme. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $400 \text{ m/s} > v_s > 200 \text{ m/s}$.	1.6
Tipo IV	Suelo granular suelto, o suelo cohesivo blando. Velocidad de propagación de las ondas elásticas transversales o de cizalla, $v_s < 200 \text{ m/s}$.	2.0

Resolviendo el producto $\rho \cdot a_b$, tenemos una aceleración sísmica de cálculo igual a $0.039g = 0.04g$.

Según las ecuaciones, S será de valor 1 y:

$$a_c = S \cdot \rho \cdot a_b = 1 \cdot 1 \cdot 0.04g = 0.04g \quad (\text{Eq. 5.4})$$

Debido a que es un edificio de importancia normal, tiene un pga (peak ground acceleration) de $0.04g$ y más de cinco plantas, el cumplimiento de la norma para su remodelación es obligatorio.

Para obtener el espectro de respuesta elástica en la superficie del terreno y con un amortiguamiento del 5% se usan las siguientes ecuaciones:

$$\begin{array}{ll} \text{Si } T < T_A & \alpha(T) = 1 + 1,5 * T/T_A \\ \text{Si } T_A \leq T \leq T_B & \alpha(T) = 2,5 \\ \text{Si } T > T_B & \alpha(T) = K C / T \end{array} \quad (\text{Eq. 5.5})$$

Siendo:

$\alpha(T)$: Valor del espectro normalizado de respuesta elástica (para un amortiguamiento del 5% del amortiguamiento crítico)

T: Período propio del oscilador en segundos

K: Coeficiente de contribución de valor 1 para Barcelona según mapa sísmico y listado de valores de K en el Anexo I de la norma

C: Coeficiente del terreno, que tiene en cuenta las características geotécnicas del terreno de cimentación.

T_A, T_B : Períodos característicos del espectro de respuesta de valor:

$$T_A = K * \frac{C}{10} \quad ; \quad T_B = K * \frac{C}{2,5} \quad (\text{Eq. 5.6})$$

Para la obtención de la respuesta máxima de Sa-Sd se define el espectro elástico de respuesta como:

$$S_{ae}(T) = S * a_b * \alpha(T) \quad (\text{Eq. 5.7})$$

Este espectro resulta del producto del factor de suelo S, la aceleración básica a_b , y los espectros normalizados. Estos parámetros, como se ha visto anteriormente incorporan el coeficiente de suelo C y el de contribución K.

Mediante el uso del programa Matlab, se pueden obtener los gráficos de la respuesta espectral para cada tipo de terreno una vez introducidas las ecuaciones anteriores. En las siguientes figuras (4.4 y 4.5) se muestran los resultados de estos espectros para todas las tipologías de suelo (Zonas I-IV) y en particular para la zona a la que pertenece nuestro edificio.

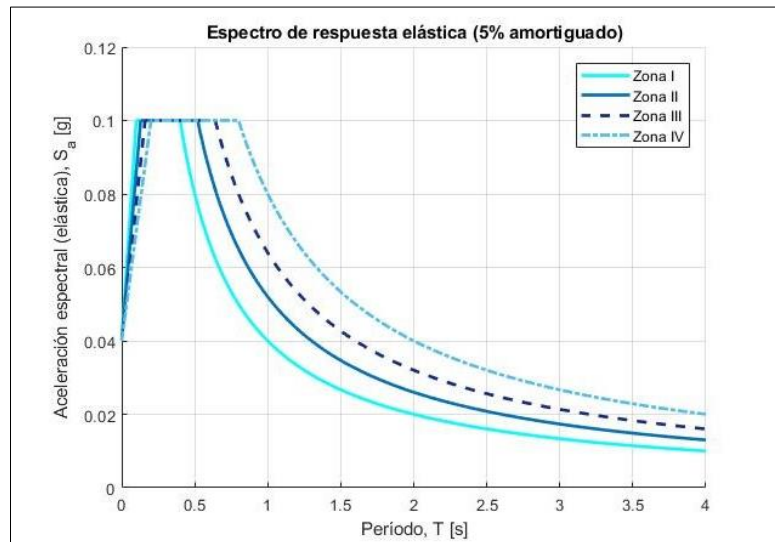


Figura 4.4 Espectro de respuesta elástica (S_a , T) según NCSE-02, $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)

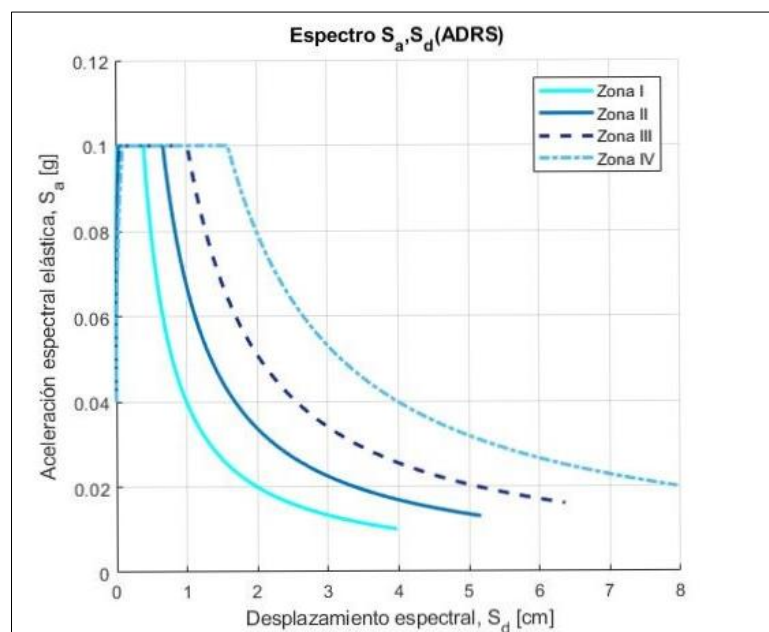


Figura 4.5 Espectro en formato ADRS de todos los tipos de terreno para NCSE-02, $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)

4.3.2. Euro Código EC8

El Eurocódigo está formado por un conjunto de normas europeas en el ámbito de diseño, cálculo y control de estructuras además de una serie de requisitos para la seguridad y durabilidad de éstas (EUROCODE-8-1, 2004).

La Norma Europea está formada por nueve partes:

- EN 1990 Euro código: Base del diseño estructural
- EN 1991 Euro código 1: Acciones sobre estructuras
- EN 1992 Euro código 2: diseño de estructuras de hormigón
- EN 1993 Euro código 3: diseño de estructuras de acero
- EN 1994 Euro código 4: diseño de estructuras de acero y hormigón compuesto

- EN 1995 Euro código 5: Diseño de estructuras de madera
- EN 1996 Euro código 6: Diseño de estructuras de fabrica
- EN 1997 Euro código 7: Diseño geotécnico
- EN 1998 Euro código 8: Diseño de estructuras para la resistencia al terremoto
- EN 1999 Euro código 9: Diseño de estructuras de aluminio

Cada Euro código tiene un conjunto de pautas generales que deben aplicarse además de requerimientos técnicos y modelos analíticos. Por otro lado, las reglas de aplicación son optativas a ser aplicadas ya que se consideran recomendaciones alternativas.

Para el estudio se ha usado la norma EN 1998 Eurocódigo 8 (EUROCODE-8-1, 2004) ya que es la que hace mención a las condiciones del terreno y a la acción sísmica. Este código contiene tres bloques o partes, la EN1998-1 (Reglas Generales, acciones sísmicas y reglas para edificación), la EN1998-3. (Refuerzo y reparación de edificios) y la EN1998-5. (Cimentaciones, depósitos y aspectos geotécnicos) siendo la primera parte la que hace referencia a los objetivos y necesidades de este proyecto.

Al igual que la normativa española, define las respuestas espectrales para el diseño sismo resistente de edificios. La diferencia entre ambas normativas es la elección de los tipos de suelo ya que EC-8 incluye un quinto tipo de suelo y los parámetros y ecuaciones para la obtención de los espectros de diseño. Además, divide las respuestas espectrales en dos tipos según si las magnitudes de onda de los terremotos en el terreno superan o no el valor de 5.5 en la escala Ms. Según a que tipo pertenezca EC-8 usa unos parámetros u otros para el cálculo. Para nuestro terreno se usará la tipología II donde $M_s < 5.5$ ya que el edificio está en una región leve-moderada de terremoto.

EC-8 clasifica los tipos de terreno del más rocoso hasta el más arenoso y aluvial según tipo A, B, C, D y E (

Tabla 4-2 Tipos de terreno según EC8 (Fuente:)). Además, contempla otros dos tipos de terreno, S1 y S2 aunque son minoritarios e especiales por lo que no serán objeto de estudio en éste proyecto. Además, para la comparativa de las tres Normas de estudio, estos dos parámetros no equivalen a ningún tipo de suelo en NCSE-02 ni en Irizarry. Para esta norma, MC161 pertenece a la zona C.

Tabla 4-2 Tipos de terreno según EC8 (Fuente: (EUROCODE-8-1, 2004))

TIPO	DESCRIPCIÓN	V_s
A	Roca o formación geológica parecida a la roca	$V_{s,20}$ (m/s)
B	Depósitos de arena muy densa, grava o arcilla muy dura con varias decenas de metros de profundidad	$V_s > 800$
C	Depósitos profundos de arena densa o de densidad media, arcilla o grava dura con profundidades de hasta centenares de metros	$360 < V_s < 800$
D	Depósitos de suelo con cohesión media y alguna capa de cohesión débil	$180 < V_s < 360$
E	Suelo formado por una capa aluvial superficial con valores de V_s de tipo C o D y con un espesor entre 5-20m de profundidad	$V_s < 180$

La forma de este espectro dará lugar a la interpretación de la demanda y mediante las siguientes expresiones se puede definir el valor del espectro de respuesta elástica para un periodo concreto manteniendo un amortiguamiento del 5%.

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \\
 T_C \leq T \leq T_D: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \\
 T_D \leq T \leq 4s: \quad S_e(T) &= a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 5.8}$$

Siendo:

$S_e(T)$: espectro de respuesta elástica

T : el período de oscilación

a_g : la aceleración de diseño

T_B : el límite inferior del período de la aceleración espectral

TC: el límite superior del período de la aceleración espectral

TD: inicio del intervalo de respuesta de desplazamiento constante del espectro

S: factor del terreno

η : el factor de corrección de amortiguación

El valor de η se obtiene de la siguiente expresión:

$$\eta = \sqrt{10/(5 + \xi)} \geq 0.55 \quad (\text{Eq. 5.9})$$

Donde ξ es la razón de amortiguamiento viscoso de la estructura expresado en %. El valor de referencia de η es igual a la unidad para un amortiguamiento del 5%.

Para cada tipo de terreno (A-E) y según la magnitud esperada de terremoto (espectros tipo I y II) le corresponde un valor de TB, TC, TD y S. Para el tipo II de nuestro caso los valores de estos parámetros están representados en la siguiente tabla:

Tabla 4-3 Datos para Tipo II según EC8 (Fuente: (EUROCODE-8-1, 2004))

TIPO DE TERRENO	S	TB [s]	TC [s]	TD [s]
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

Una vez introducidas las ecuaciones en el programa Matlab y para un $p_{ga} = 0.04g$ los gráficos de las respuestas espectrales son los mostrados a continuación.

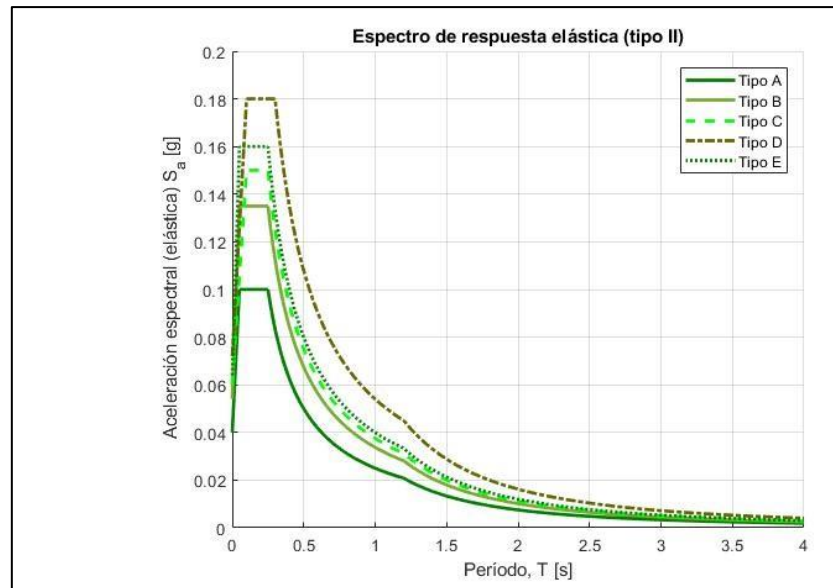


Figura 4.6 Espectro de respuesta elástica (S_a , T) según EC8 con $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)

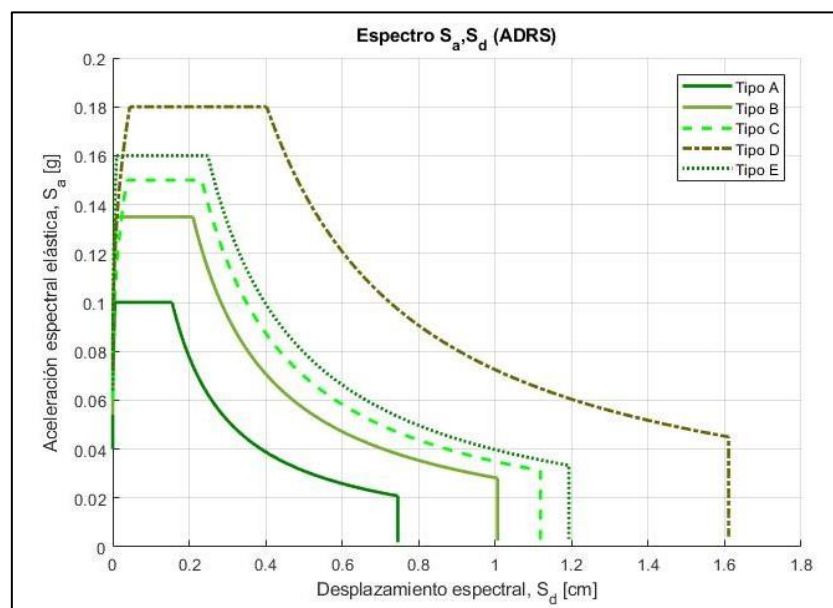


Figura 4.7 Espectro de respuesta elástica (S_a , S_d) según EC8, $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)

4.4. Irizarry

Hay regiones como el caso de Cataluña, que al pertenecer a una región donde la sismicidad se considera leve-moderada, los datos para estimar las acciones sísmicas esperables son escasos. Para su estudio, una alternativa posible es el uso de los datos de aceleración para obtener así una magnitud y distancia de referencia. Las técnicas de micro zonación sísmica permiten estimar y obtener los espectros de respuesta para cada tipo de terreno.

Dicha metodología fue propuesta por el proyecto Risk-UE (MULTINOVIC, 2003) y aplicada a Barcelona mediante un proyecto realizado por Janira Irizarry (IRIZARRY, 2004) y gracias a la colaboración del Instituto Geológico de Cataluña el cual proporcionó la base de datos necesaria para el proyecto. Éste estudio fue publicado en 2004 y aunque no se considera una normativa a nivel estatal sino más bien una propuesta de cálculo ya que solo sirve para Barcelona se ha analizado y considerado la que mejor resultados obtiene.

En el proyecto Risk-UE se evalúan escenarios de riesgo aplicables a algunas ciudades europeas, en este caso, es aplicable a Barcelona por lo que se ha usado como documentación para obtener los espectros de respuesta. Además, se apoya en los estudios de (CID J. , 1998) y (CID J. S., 2001) para la obtención de espectros mediante estudios de micro zonación.

Esto permite el uso de parámetros más específicos de nuestra zona y, por lo tanto, unos resultados espectrales más precisos.

Irizarry usa dos tipos de análisis; el probabilista y el determinista. El escenario determinista combina los efectos de los terremotos sucedidos durante la historia y evalúa más detenidamente el mayor sismo que se podría producir en la zona. Para el caso de Cataluña tenemos el ocurrido cerca de Cardedeu (2448) y el de la provincia de Gerona (1428). Así pues, el método determinista se basa en la hipótesis de que los terremotos que puedan suceder en un futuro se asimilarán a los del pasado y en éstos se basan los parámetros o límites superiores del movimiento (IVA, 2013).

En cambio, el método probabilista además de usar la técnica anterior, usa la información actual de la zona para obtener unas funciones de probabilidad y estudia el terremoto con la probabilidad de que el período de retorno sea de 475 años. Además, también usa el programa CRISIS 99 (FAJFAR P. , 1999). El código establecido por el programa CRISIS 99 permite obtener el mapa de peligro sísmico de un territorio debido a su precisión para distribuir los diferentes niveles de peligrosidad.

En este proyecto se ha escogido el probabilista por ser el método más riguroso ya que para obtener el peligro sísmico de una región usa tanto la sismicidad como la sismo tectónica de la región mientras que el determinista considera suficiente usar solo la sismicidad. Se ha considerado importante que además de usar los valores registrados de terremotos se tenga en cuenta la relación que hay entre un terremoto y la actividad tectónica de la región dando lugar a fallas puesto que son las responsables de esta

actividad sísmica, es decir, hacer una evaluación mediante todos los datos posibles por tal de obtener unos resultados más exactos.

Irizarry clasifica los tipos de terreno en cuatro tipos para Barcelona según la simulación de los efectos locales, para l'Eixample la zona correspondiente es la Zona II.

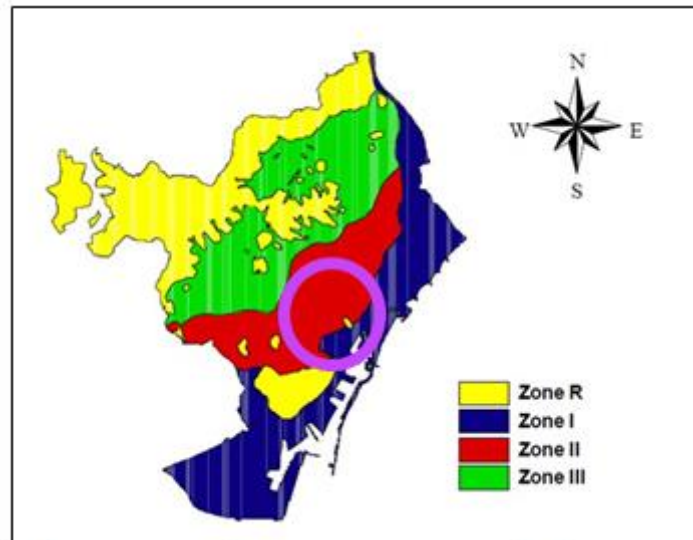


Figura 4.8 Tipo de terreno según Zonas para Barcelona según Irizarry (Fuente: (IRIZARRY, 2004))

Las expresiones usadas son:

$$\begin{aligned}
 0 \leq T \leq T_B & \quad S_a(T) = PGA \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (B_C - 1) \right] \\
 T_B \leq T \leq T_C & \quad S_a(T) = PGA \cdot B_C \\
 T_C \leq T \leq T_D & \quad S_a(T) = PGA \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \cdot B_C \\
 T_D \leq T \leq 4s & \quad S_a(T) = PGA \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \cdot B_C
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 5.20}$$

Dónde:

$S_a(T)$: espectro de respuesta elástico

T : periodo de oscilación

B_C : factor definido como $S_a \text{ max}/p_g$

T_B, T_C : límites de la aceleración espectral constante

T_D : inicio del intervalo de respuesta de desplazamiento constante del espectro

pga: Aceleración Pico Efectiva (*peak ground acceleration*)

Los parámetros usados para el modelo probabilista son:

Tabla 4-4 Datos para tipo Probabilista según Irizarry (Fuente: (IRIZARRY, 2004))

PROBABILISTA	ZONA I	ZONA II	ZONA III	ROCK
Pga (cm/s^2)	188	194	169	100
T_B (s)	0.10	0.10	0.10	0.10
T_c (s)	0.40	0.23	0.19	0.25
T_D (s)	2.85	2.21	1.77	1.75
B_c	2.00	2.50	2.57	2.29

El valor de la aceleración del espectro de respuesta también se representa en un mapa donde, en nuestro caso sería de 0.194g ver mapa Figura 4.9. Si lo comparamos con el criterio del código español NCSE-02 y el Eurocódigo que es de 0.04g son valores totalmente alejados por lo que el resultado e interpretación de los parámetros de diseño difiere mucho uno de otro. Por ello, en este proyecto se ha decidido hacer el estudio y representación del espectro de respuesta con ambos datos.

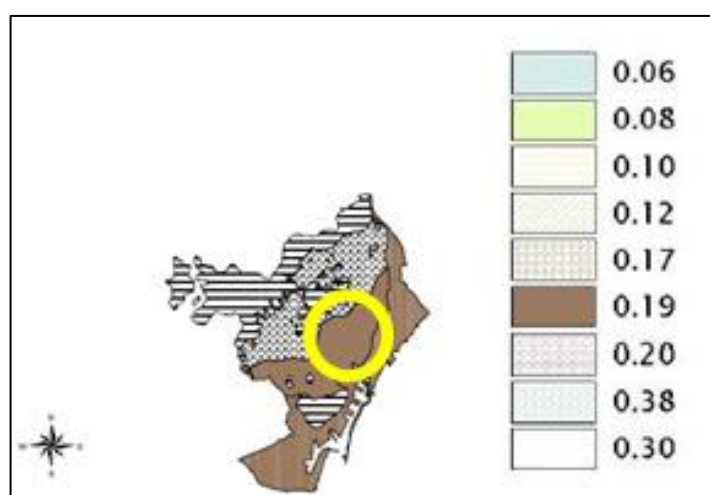


Figura 4.9 Valor de pga para Barcelona según Irizarry (Fuente: (IRIZARRY, 2004))

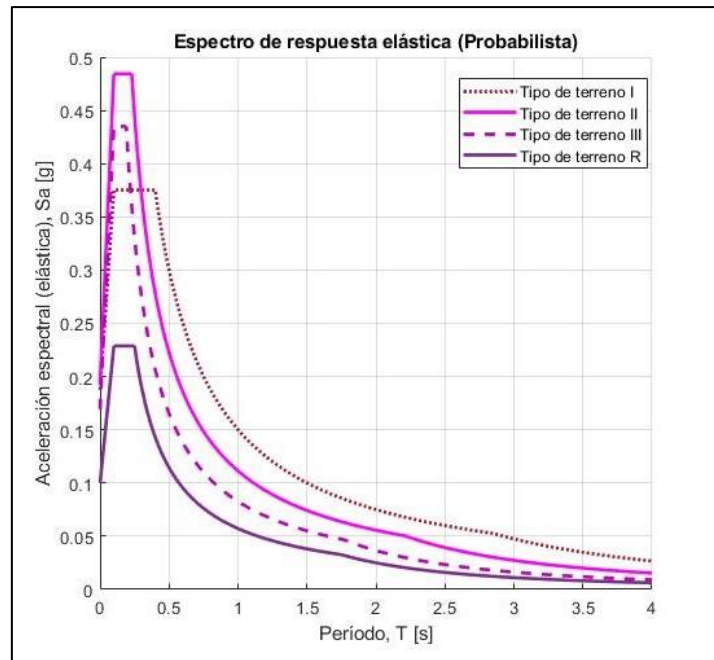


Figura 4.10 Espectro de respuesta elástica (S_a , S_a) según Irizarry (Fuente: Propia)

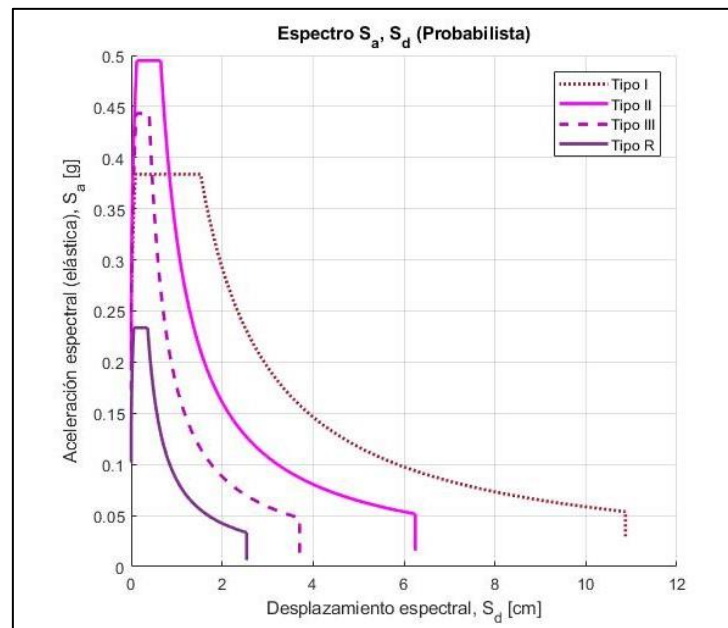


Figura 4.11 Espectro de respuesta elástica (S_a , S_d) según Irizarry (Fuente: Propia)

4.5. Comparativa

Para proceder a hacer la comparativa, se han consultado varios documentos y trabajos puesto que es difícil asignar un tipo de terreno equivalente a las tres Normas para el edificio MC161.

Finalmente, a pesar de no haber una coincidencia total se consideran equivalentes los tipos A, B, C y D del EC-8 con los tipos I, II, III y IV de la norma NCSE-02 según un reporte realizado por el Instituto Geológico de Cataluña por tal de poder hacer una comparativa entre normas. (Tabla 5.4)

Tabla 4-5 Equivalencia de los Tipos de Terreno entre Normas (Fuente: (IRIZARRY, 2004))

Irizarry	Vs (m/s)	NCSE-02	EC8
I	225	IV	D
II	384	III	C
III	405	II	B
R	800	I	A

En este apartado se representarán para la norma Europea y Española y según su tipo de terreno (III y C) la diferencia de resultados que se obtiene.

Si se comparan los valores que se obtienen aplicando las normas o usando el pga propuesto por Irizarry, la curva que se obtiene es un 80% mayor (Fig. 5.22). Esta gran diferencia de valores y teniendo en cuenta que el estudio ha sido realizado específicamente para Barcelona se ha considerado la mejor opción para usar a lo largo del trabajo así que se considera un pga de 0.194g.

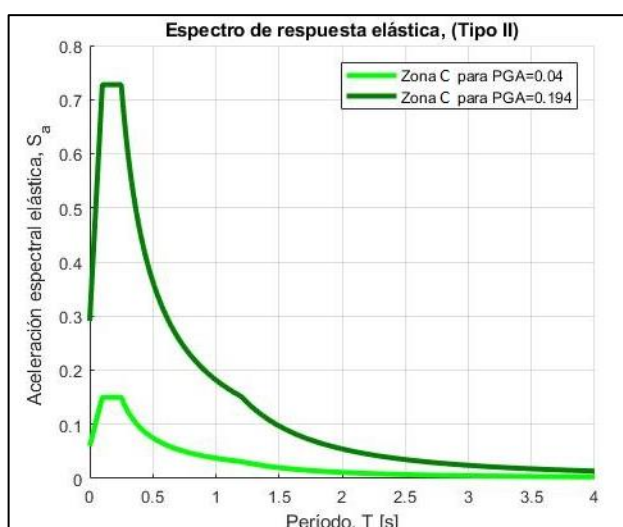


Figura 4.12 Espectro de respuesta para NCSE02 con ambos pga (Fuente: Propia)

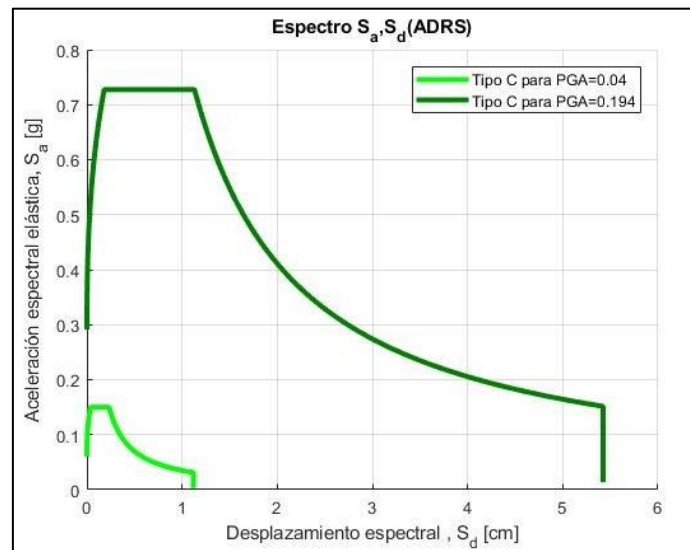


Figura 4.13 Espectro formato ADRS para NCSE02 con ambos pga (Fuente: Propia)

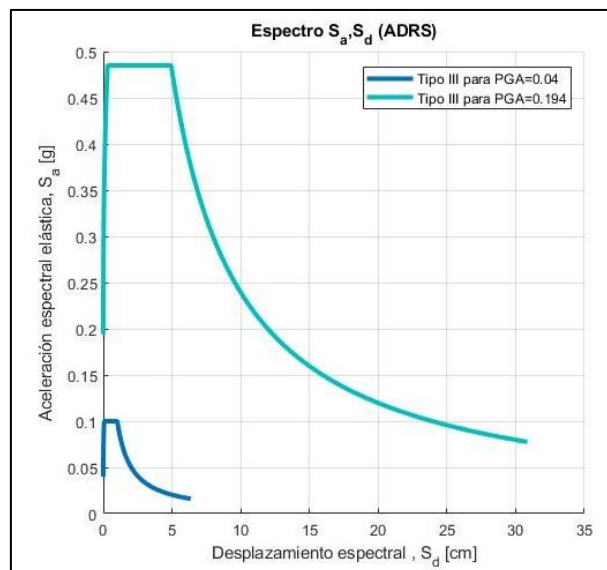


Figura 4.14 Espectro de respuesta para EC8 con ambos pga (Fuente: Propia)

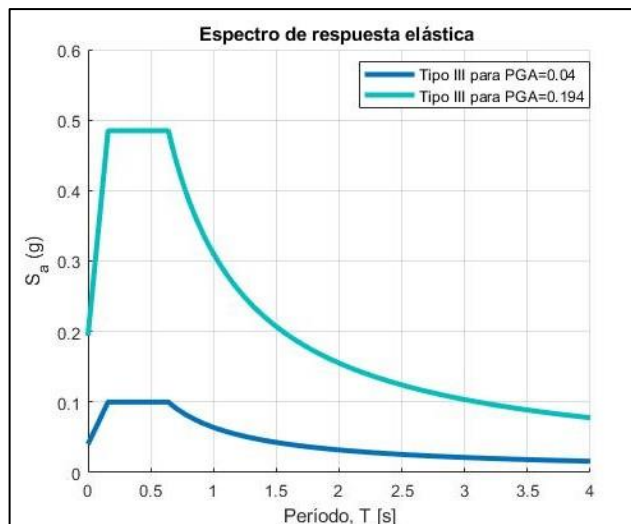


Figura 4.15 Espectro formato ADRS para EC8 con ambos pga (Fuente: Propia)

Si se juntan las tres normas en un gráfico usando el pga local o el específico para Barcelona (0.194g), la Norma Europea (0.04g) y la Española (0.04g), los resultados varían mucho entre ellos, (Fig. 4.16 y 4.17). La aceleración espectral máxima que podría darse según Irizarry es mucho mayor a las demás, por lo que con las demás normas no se tiene en cuenta una acción sísmica tan elevada.

Esto demuestra la importancia de los estudios de micro zonación, la importancia de realizar un análisis en un territorio reducido por tal de obtener los valores más precisos y real posible.

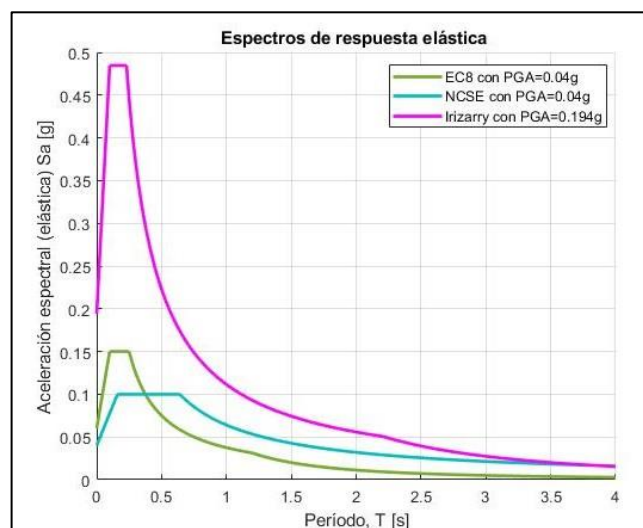


Figura 4.16 Espectros de respuesta para cada Norma (Fuente: Propia)

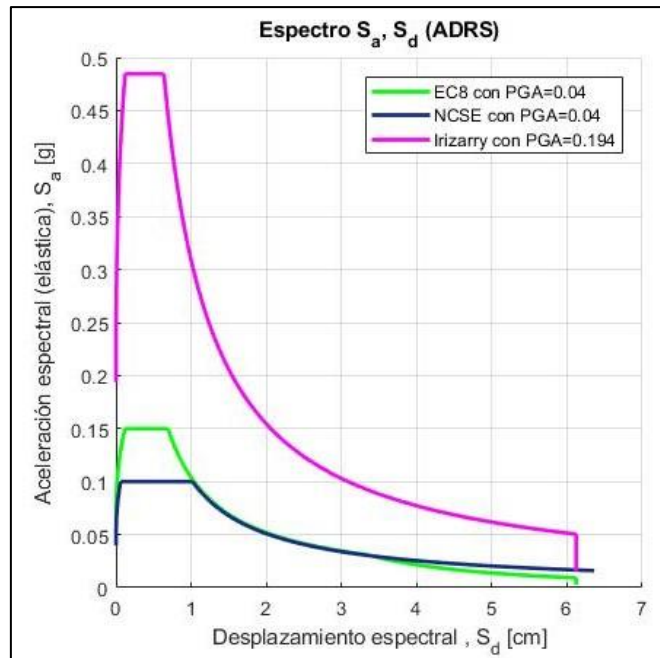


Figura 4.17 Espectro formato ADRS para cada Norma (Fuente: Propia)

Centrar el estudio en un territorio local concreto permite prevenir mucho mejor los riesgos que pueda ocasionar el edificio y establecer unos parámetros y valores más concretos en la normativa sísmica de la edificación. Si se le aplica un pga de 0.194g a todas las normativas, (Fig. 4.18 y 4.19) el espectro que obtiene una aceleración máxima mayor es la norma EC-8 pero desacelera con mayor rapidez que la norma Española e Irizarry. Si se observa la NCSE-02, su tramo TB hasta TC se mantiene con una aceleración constante durante un tramo más largo respecto las demás.

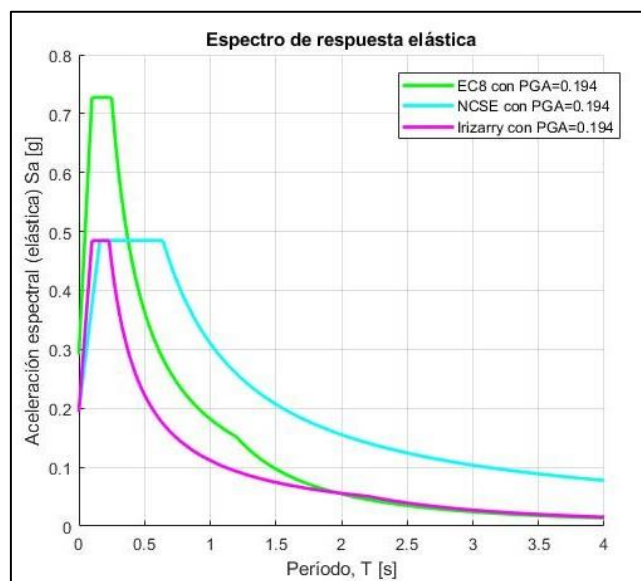


Figura 4.18 Espectro de respuesta para cada Norma, todas con pga=0.194g (Fuente: Propia)

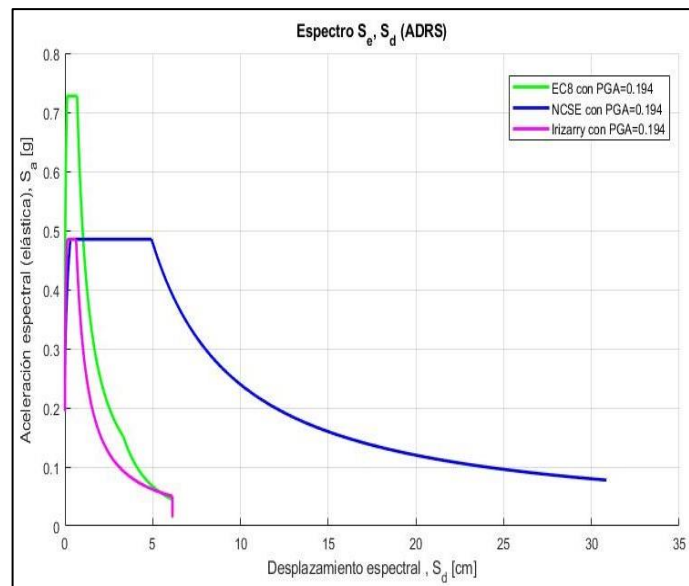


Figura 4.19 Espectro ADRS para cada Norma, todas con $pga=0.194g$ (Fuente: Propia)

En cambio, si se le aplica un $pga=0.04g$ a las tres variantes, es la normativa europea EC8 la que obtiene un valor espectral mayor. Irizarry, mantiene una aceleración espectral máxima igual que la Norma Española, pero su aceleración se mantiene constante un periodo y desplazamiento menor a esta y similar a la Europea (Fig. 4.20 y 4.21).

Según el espectro de capacidad en formato ADRS, tanto EC8 como Irizarry tienen una curva que se desplaza solo 1,3cm mientras que, EC8 se mantiene hasta los 6,5cm.

Una vez más, la influencia de la aceleración espectral es un factor determinante para la obtención de la demanda.

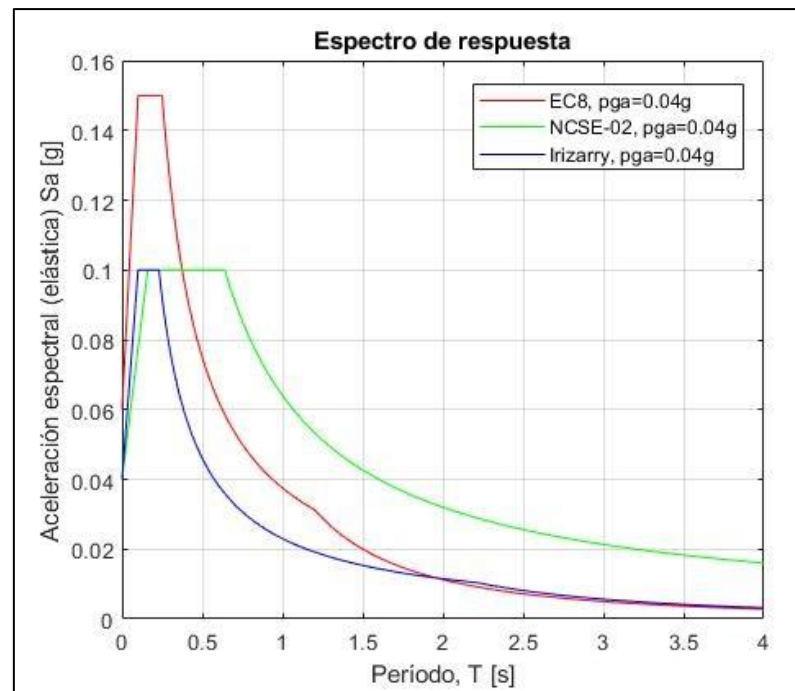


Figura 4.20 Espectro de respuesta para todas las Normas con $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)

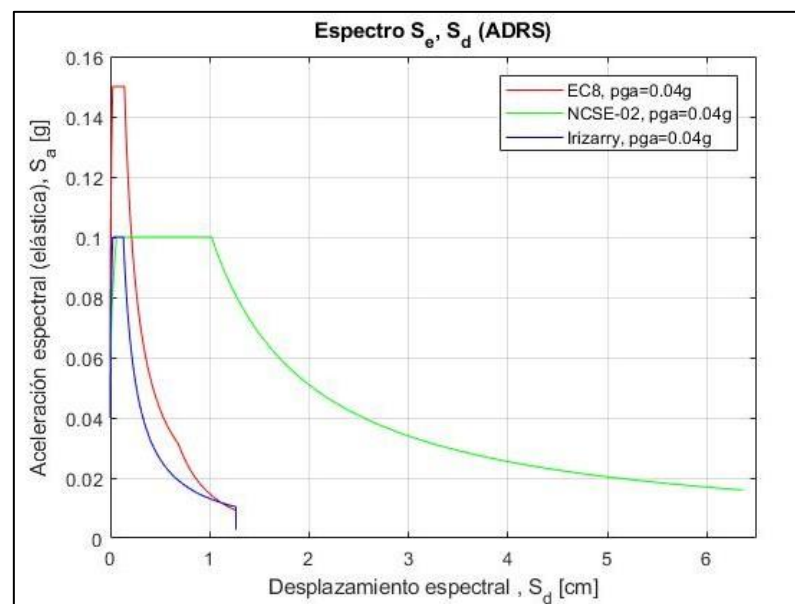


Figura 4.21 Espectro ADRS para todas las Normas con $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)

5. Capacidad

Se entiende como capacidad de un edificio los valores de fuerza y deformación que pueden aguantar los elementos estructurales que lo forman evaluados según la respuesta y comportamiento de la estructura en caso de terremoto. El procedimiento analiza la capacidad de soportar esfuerzos según la exigencia de la actividad sísmica (demanda).

El método usado del espectro de capacidad es un método estático no lineal que nos permite obtener el gráfico global de la curva fuerza(base)-desplazamiento(techo) llamado curva pushover. Hay varias metodologías que permiten la obtención del espectro de capacidad, pero con sus procedimientos propios, en este caso se ha usado el método N2 de análisis estático no lineal (NSP non linear static procedures) y un análisis modal para simplificar el análisis y cálculos que serán explicados posteriormente en este capítulo.

El método N2 proviene de una metodología anterior, el ATC-40 (Applied Technology Council- 40) que fue el primer método para evaluar la capacidad y junto con la demanda el punto de desempeño o desplazamiento máximo que sufrirá el edificio. Este método fue desarrollado para la evaluación de edificios de hormigón reforzado y, aunque aún sigue siendo utilizado en la actualidad, no es apropiado para el tipo de edificios estudiados en este trabajo, los cuales son de mampostería no-reforzada.

La principal diferencia entre ellos es que el ATC-40 pasa de un gráfico en el cual aparece el desplazamiento en el techo según el cortante aplicado en la base a uno en formato ADRS (S_a , S_d). En cambio, el método posterior llamado N2 hace un pre-proceso antes del formato ADRS en el que transforma el edificio de un sistema de múltiples grados de libertad (MDOF) a uno de un único grado (SDOF).

Para obtener el espectro de capacidad se usará el programa Tremuri que permite modelar el edificio piso a piso con todos sus datos y elementos estructurales. Tremuri proporciona los datos de la curva pushover y del análisis modal (movimiento de masa según vibraciones aplicadas al edificio) que posteriormente introducidos en Matlab con las ecuaciones del método N2 se obtendrán los gráficos deseados. A continuación, se explica dicho método detalladamente.

5.1. Metodología

5.1.1. ATC-40

En el año 1996 se propuso el primer método para comparar la capacidad y la demanda mediante método elástico lineal para hallar el punto de desempeño de una estructura, la norma Applied Technology Council-40 (ATC-40). Fue propuesto por el cuerpo militar para sus instalaciones y desarrollado para estructuras de hormigón (HR) por lo que las estructuras de mampostería, acero o madera no son objeto de estudio y por lo tanto no se puede usar en este proyecto (ATC-40, 1996).

En el año 2005 se publicó una nueva versión, el ATC-55 que mejoraba la obtención de los espectros de demanda corrigiendo el factor de amortiguamiento ya que la versión anterior llegaba a una reducción del 50% y por lo tanto los resultados obtenidos diferían mucho de la realidad. Además, se han realizado más estudios que mediante otras metodologías de cálculo inelásticas para cada tipo de edificio se obtienen resultados más precisos.

La principal diferencia entre los métodos elásticos e inelásticos es que los primeros son buenos indicadores de la capacidad elástica de la estructura además de indicar el punto de fluencia, pero no pueden predecir los mecanismos de falla ni determinar cómo se distribuyen las fuerzas o si habrá colapso, en cambio, los inelásticos sí. Además, la dificultad que presentan los métodos lineales para el cálculo y análisis de estructuras es mayor. Así mismo el método ATC-40 utiliza una reducción del espectro elástico de demanda de hasta un 50% de manera iterativa, mientras que el método N2 utiliza un espectro inelástico de respuesta en base a factores relacionados con la ductilidad.

Dentro de los métodos estáticos no lineales existen varias metodologías que se diferencian entre ellas por el procedimiento usado para hallar los espectros de respuesta y la manera en que se representa el espectro de capacidad, aunque todas usan el método bilineal para representarlo. Dentro de estas metodologías encontramos el método N2 propuesto por Fajar en la Universidad de Ljubljana en Eslovenia en los años ochenta y publicado en los noventa.

5.1.2. Método estático no lineal N2

Este procedimiento se desarrolla mediante relaciones matemáticas no lineales y sometiendo la estructura a un patrón de cargas que aumentan progresivamente ocasionando en primer lugar, una deformación elástica hasta obtener el valor del desplazamiento sufrido por el edificio al ser “empujado” lateralmente. Es decir, se obtiene un gráfico donde se relaciona el desplazamiento sufrido

en el techo del edificio (normalmente se precisa un nodo que coincide con el centro de masas del edificio) en función de esfuerzo cortante provocado en la base (FAJFAR P. G., 1996).

Para obtener los espectros de capacidad no-lineal se debe reducir el espectro lineal, para ello se ha de transformar la curva de capacidad que está representada por el cortante basal y el desplazamiento del techo a un espectro de capacidad representado como espectro de respuesta Aceleración-Desplazamiento (ADRS).

5.1.3. Tremuri

Para modelar el edificio se usa el programa Tremuri el cual fue desarrollado por los profesores Galasco, Lagomarsino y Penna en la Universidad de Génova en 2002. El programa está basado en un modelo de macro elementos y está principalmente enfocado a modelar y analizar estructuras de mampostería principal motivo por el cual se ha elegido este programa para el proyecto. Además, el análisis no lineal dinámico y estático de las estructuras se basa en estudios reales de estructuras que han sufrido alguna actividad sísmica por lo que la precisión de los resultados se considera muy buena.

El comportamiento global de los muros de mampostería (considerando huecos de ventanas y puertas) se obtiene ensamblando los diferentes macro elementos formados por dos nodos con direcciones y propiedades específicas de éstos y usando todos los elementos constructivos como pilares y dinteles obteniendo una modelación 3D real del edificio como se muestra en la Figura 5.1 y 5.2. Con estos parámetros el programa es capaz de analizar el comportamiento individual de los elementos controlando la fuerza incremental aplicada, la rigidez, el desplazamiento y otras variables de utilidad.



Figura 5.1 . MC161 modelado en 3D con Tremuri (Fuente: Propia)

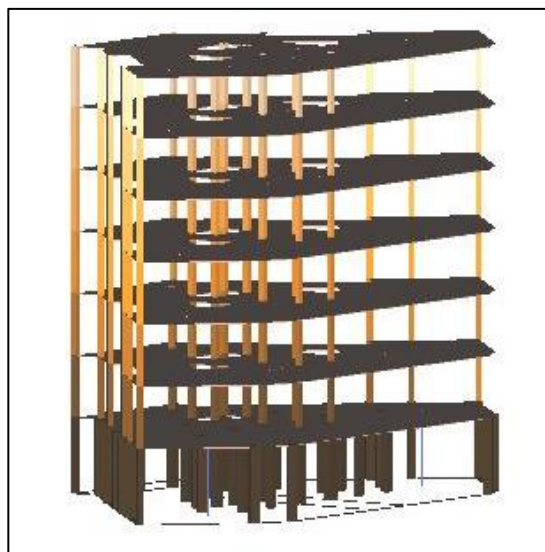


Figura 5.2 Elementos estructurales de MC161 (Fuente: Propia)

Para realizar el estudio es necesario saber los materiales que conforman el edificio. Debido a la antigüedad del nuestro, es difícil saber exactamente los materiales y sus propiedades ya que en esa época dependía mucho de las condiciones de producción, es decir, las propiedades de los ladrillos dependen de factores que abarcan desde la obtención de primeras materias hasta la manera de cocción de estos por lo que se hace realmente difícil establecer un patrón de propiedades. Es por eso, que en este trabajo se consideran las propiedades que resultan de considerar diferentes valores obtenidos en estudios de la época como (PARICIO, 2001) y (PUJADES, 2012). Para ello se ha elegido una muestra de $n=1000$ y mediante métodos estadísticos se ha considerado un valor representativo. Las propiedades de estudio para el conjunto de la muestra son, la resistencia a la compresión (f_m), el módulo de Young (E), el módulo de cortadura (G) y la resistencia a la cortadura (τ_o).

Tabla 5-1 Propiedades de los materiales y estructura (Fuente: (DÍAZ) y propia (Resultados))

PROPIEDADES	VALORES ESPERADOS (MPa)		VALORES OBTENIDOS (MPa)	
	μ	Σ	μ	Σ
f_m	3.00	0.515	2.982	0.492
E	1500	257.58	1494.71	267.81
G	500	85.86	500.18	101.44
τ_o	0.09	0.016	0.0897	0.016

Unidades en MPa.

Una vez modelada la estructura y definidas sus características, se puede realizar el análisis modal i estático no lineal o curva pushover. Para más detalle sobre la modelación con Tremuri ver Anexo I.

5.2. Análisis

Una vez modelado el edificio con el programa Tremuri e introducidas las características propias de éste se puede proceder a analizar los resultados y extraer el análisis modal y pushover. Posteriormente con el método N2 y la ayuda del programa de cálculo Matlab se obtendrán los gráficos de capacidad.

En este proyecto, además del estudio sísmico del edificio MC161 también se ha realizado el estudio para el mismo edificio, pero girado 45º. Esto permitirá hacer una comparativa exhaustiva entre ambos para determinar qué consecuencias tiene la elección de los ejes de análisis en el programa de cálculo estructural.

5.2.1. Análisis modal

El análisis modal permite obtener un solo grado de libertad en el edificio que facilitará el análisis una vez se aplique el conjunto de cargas laterales. Hay tres modos de vibración para desplazar la masa de la estructura; una translación en la dirección transversal “x”, el segundo modo que es la traslación en el eje longitudinal “y” y el tercer modo rotacional.

Una vez introducidas las propiedades de los materiales y características de la estructura Tremuri proporciona un archivo de texto donde aparecen los resultados modales correspondientes a los modos de vibración y la masa desplazada para cada modo (Tabla 6.1).

Tabla 5-2 Resultados del análisis modal para el edificio original (Fuente: Propia)

Modo	T (s)	Masa X (kg)	% masa X	Masa Y (kg)	% masa Y	Masa Z (kg)	% masa Z
1	0,73630	1.215.642	37,55	1.017,123	31,42	0	0
2	0,70688	1.050.392	32,45	1.239.504	38,29	34	0
3	0,57768	273.292	8,44	279.176	8,62	0	0

Podemos observar que los dos primeros modos corresponden a las translaciones en los ejes x e y y el último al modo rotacional. La masa movida en los dos ejes es mucho mayor que cuando se le aplica la rotación para un período similar entre ellos. Como norma, cuando se aplica un método modal a un edificio, la masa movida en el primer y segundo modo acostumbra a ser del 70-80% para el eje al cual

afecta la vibración. En cambio, en nuestro análisis vemos que la masa movida en ambos ejes para los modos 1 y 2 es muy similar. Esto se debe a que el edificio de estudio es un chaflán cuyos ejes principales no son ni x ni y sino un desplazamiento de 45° respecto la horizontal y por lo tanto los dos modos se ven afectados por ambos ejes, rotando el edificio 45 grados para ponerlo paralelo a uno de los dos ejes como se hará para el caso práctico quedaría como en la siguiente Figura (5.3).

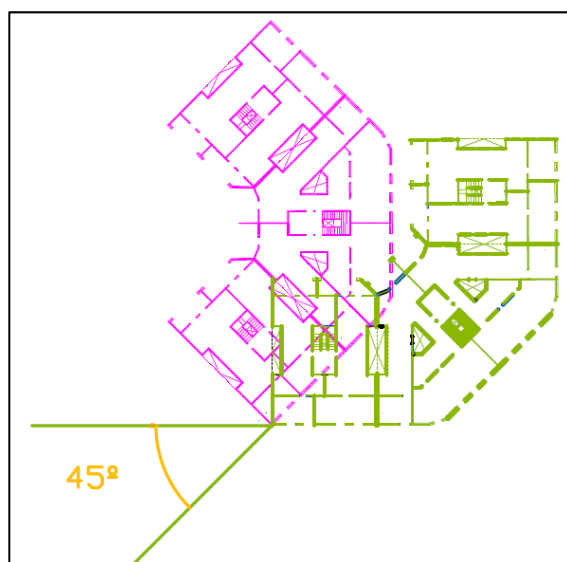


Figura 5.3 MC161 con ejes girados 45° (Fuente: Propia)

5.2.2. Curva Pushover

Para determinar la capacidad más allá del límite elástico se realiza el análisis no lineal obteniendo la curva de capacidad o pushover que es una aproximación del comportamiento de la estructura después de exceder su límite elástico y depende de valores como la resistencia y deformación de los diferentes elementos estructurales. Mediante Tremuri se obtienen los datos para el análisis Pushover de la estructura y como se ha elegido el método N2 para la obtención de dicho gráfico se extraerán en formato hoja de texto (.txt) y se procesarán. Para ello, en Tremuri se someterá el edificio a un conjunto de fuerzas horizontales que irán incrementando su valor hasta colapsar la estructura del edificio. Una vez finalizado el “empuje” del patrón de cargas, se estudiarán los resultados partiendo de dos puntos del edificio (LAGOMARSINO, 2002). Es decir, se obtendrá la relación del desplazamiento obtenido en un punto del techo según el cortante aplicado en un punto de la base del edificio a lo largo del proceso formando la curva pushover una vez se introduzcan los datos en Matlab, Figura 5.4.

Estos cálculos permitirán determinar la capacidad de resistir a un terremoto que tiene el edificio. Para ello, el primer paso para el análisis es determinar la rigidez, resistencia y ductilidad de la estructura.

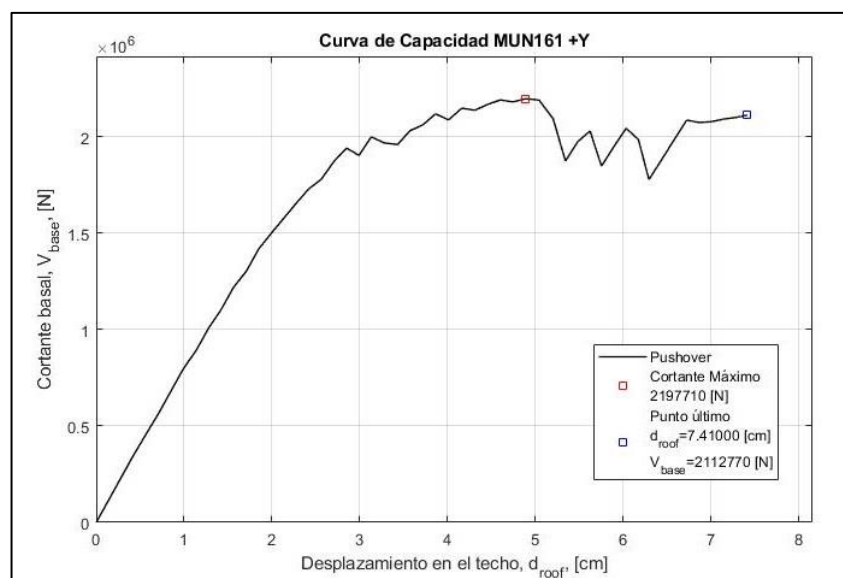


Figura 5.4 Representación curva Pushover Dir. +Y (Fuente: Propia)

El programa realiza un análisis completo hasta llegar a un porcentaje del cortante en la base máximo establecido del 80%.

En el gráfico final se puede observar el punto cortante máximo obtenido y el punto último obtenido de aplicar el 80% y que se considerara como punto de colapso de la estructura. Se puede diferenciar un primer tramo donde la curva crece constantemente y por lo tanto proporcionalmente entre el cortante y el desplazamiento del techo. Posteriormente, llega a un punto donde varía rápidamente y, para un incremento leve de fuerzas el desplazamiento del techo aumenta considerablemente y de forma no lineal. Esto representa un cambio en el comportamiento de la estructura en donde deja de sufrir deformación elástica (hasta los 2,5cm) y empieza la zona plástica (hasta los 7,4cm). Estas dos zonas dependen del comportamiento de los materiales que forman la estructura.

Tabla 5-3 Resultados de la curva de capacidad en la dirección +Y para MC161 (Fuente: Propia)

Desplazamiento del techo (cm) Punto último	Cortante base (kN) Punto último	Cortante máximo (kN)
7,4	2.112,77	2.197,71

5.3. Espectro de Capacidad (N2)

Una vez obtenida la curva de capacidad mediante el análisis estático no lineal (pushover) hay que transformarla en espectro de capacidad y así poder juntarlo con la curva de demanda en un mismo gráfico y obtener el punto de desempeño del edificio. La transformación de dicha gráfica a coordenadas espectrales mediante la representación de la bilineal de la capacidad como método simplificado y así identificar posteriormente los diferentes estados de daño (FAJFAR P. G., 1996).

El método N2 propone una metodología para la transformación del pushover en el cual, del modelo de múltiples grados de libertad, MDOF (multiple degrees of freedom) se transforma a un modelo equivalente de un único grado de libertad SDOF (single degree of freedom) que facilitará los cálculos y, posteriormente será nuevamente transformado a MDOF.

Algunas de las características no lineales del sistema equivalente provienen de la relación de la fuerza cortante en la base con el desplazamiento del techo obtenidas del análisis del primer paso (MDOF). Se trata de, en el caso de nuestro edificio que tiene siete plantas, obtener un sistema equivalente de masas para cada piso donde para cada modo de vibración se le aplica un sistema de fuerzas concreto. Hay que obtener una fuerza y masa equivalentes al sistema MDOF.

Primeramente, como en el caso de la demanda, se obtiene una curva con parámetros, en este caso, fuerza-desplazamiento que mediante el método N2 se transforma en espectro con la aceleración espectral en función del desplazamiento (S_a , S_d).

Los pasos a seguir para la obtención del espectro de capacidad son:

1. Introducir datos de estructura, momentos y nodos estructurales y las respuestas espectrales elásticas de la aceleración.
2. Análisis estático no-lineal o pushover en formato MDOF:
 - a) Formato desplazamiento
 - b) Determinar el patrón de cargas laterales
 - c) Definir una relación entre el cortante en la base y el desplazamiento en el techo
3. Modelo equivalente de un grado de libertad, (sistema MDOF a SDOF):
 - a) Definir la masa modal m^* del sistema equivalente:

$$m^* = \sum_{i=1}^n m_i \Phi_i^2 \quad (\text{Eq. 6.1})$$

Siendo:

Φ_i : desplazamiento de cada piso y m_i : masa de cada piso

b) Fuerza del sistema equivalente:

$$f = M\Phi = \begin{bmatrix} m_1 & & & & & & \\ & m_2 & & & & & \\ & & m_3 & & & & \\ & & & m_4 & & & \\ & & & & m_5 & & \\ & & & & & m_6 & \\ & & & & & & m_7 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \\ d_7 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} d_1 \\ d_2 \\ d_3 \\ d_4 \\ d_5 \\ d_6 \\ d_7 \end{Bmatrix} \quad (\text{Eq.6.2})$$

c) Transformar el formato (δ_{techo} , V_{base}) al formato espectral (S_a, S_d).

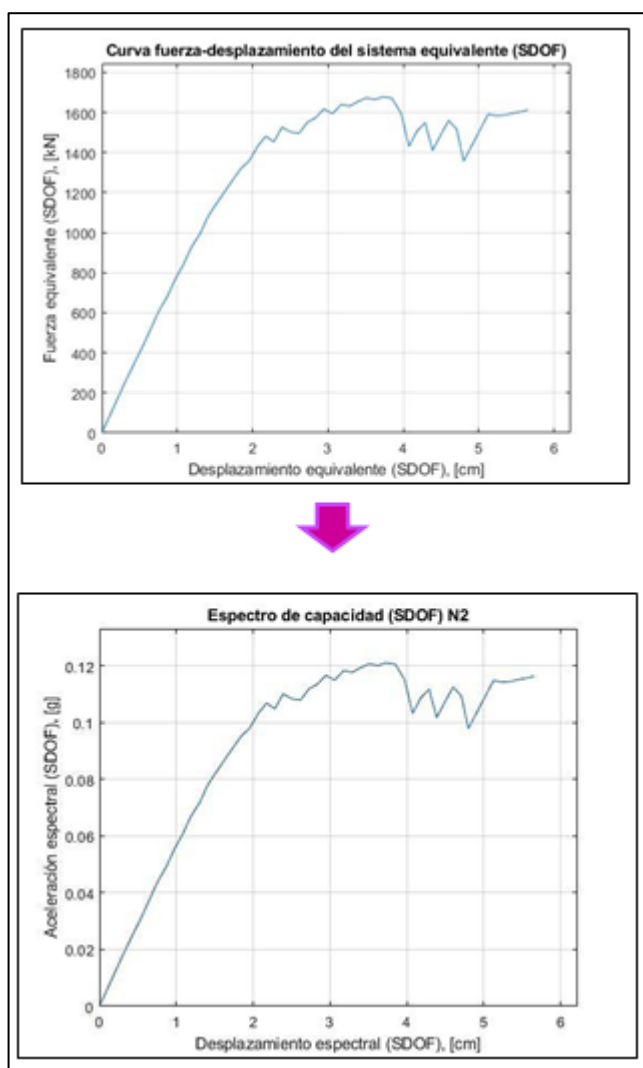


Figura 5.5 Transformación curva Fuerza-Desplazamiento a espectro de capacidad (Fuente: Propia)

Para transformar el sistema MDOF a uno de equivalente SDOF se usan las siguientes ecuaciones:

$$\Gamma = \frac{\Phi^T M \mathbf{1}}{\Phi^T M \Phi} = \frac{m^*}{L^*} = \frac{\begin{Bmatrix} d1 \\ d2 \\ d3 \\ d4 \\ d5 \\ d6 \\ d7 \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} m1 & & & & & & \\ & m2 & & & & & \\ & & m3 & & & & \\ & & & m4 & & & \\ & & & & m5 & & \\ & & & & & m6 & \\ & & & & & & m7 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix}}{\begin{Bmatrix} d1 \\ d2 \\ d3 \\ d4 \\ d5 \\ d6 \\ d7 \end{Bmatrix}^T \begin{bmatrix} m1 & & & & & & \\ & m2 & & & & & \\ & & m3 & & & & \\ & & & m4 & & & \\ & & & & m5 & & \\ & & & & & m6 & \\ & & & & & & m7 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d1 \\ d2 \\ d3 \\ d4 \\ d5 \\ d6 \\ d7 \end{Bmatrix}} \quad (\text{Eq. 6.3})$$

Γ : factor de transformación

$$F^* = \frac{V_{base}}{\Gamma} \rightarrow Sa = \frac{F^*}{m^*} \quad (\text{Eq. 6.4})$$

4. Representación de la capacidad como una bilineal equivalente:

Esta representación permite hallar, de una manera más simple los puntos de fluencia (D_y, A_y), dónde la estructura empieza a plastificar, y el punto último (D_u, A_u) donde se produce el colapso. Una vez obtenidos estos puntos se podrá proceder a determinar los diferentes estados de daño en la estructura.

Es la metodología usada para la representación bilineal la que diferencia los diferentes métodos de cálculo de la capacidad, en este caso, el método N2 cumple con los requisitos necesarios en éste proyecto.

El método N2 distingue el punto último por ser el que tiene el cortante máximo. Una vez hallado el punto, se procede al punto de fluencia donde, el área de debajo de la curva bilineal ha de ser el mismo que el de la curva de capacidad obtenida (pushover), Figura 5.6.

La tercera condición es que el pendiente de la curva bilineal durante el tramo elástico del principio será el mismo que el original. Se usará como punto de corte con la curva original el 60% del pendiente. Este 60% lo establece el método N2, pero otros métodos utilizan otros porcentajes como el 10% o el 70%. Usar el 10% de la curva implica un rango mayor de errores durante el proceso y sobre el resultado final, es por ello, que una vez más se confirma la necesidad de usar el método N2.

Con la ayuda del programa de cálculo y mediante un proceso iterativo se obtendrá dicho pendiente de la curva de capacidad.

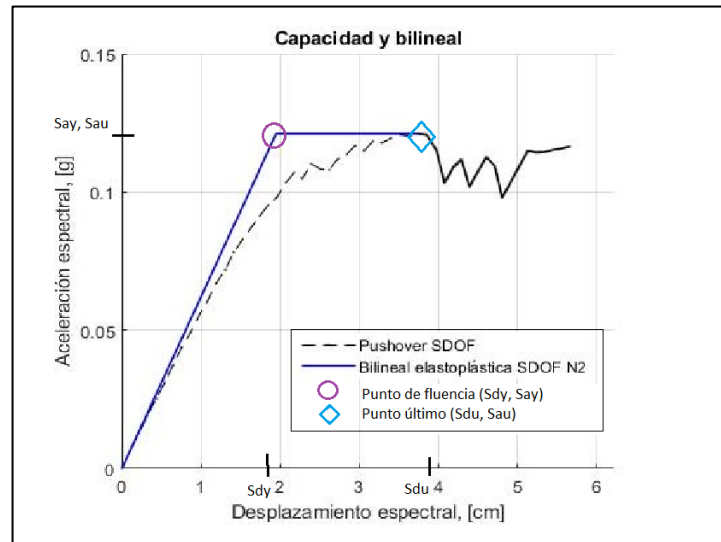


Figura 5.6 Representación de la curva de capacidad y la bilineal equivalente Dir. +Y (Fuente: Propia)

5. Obtención de la ductilidad:

Una vez obtenida la representación bilineal, se puede proceder a la obtención de la ductilidad que presenta el edificio como característica particular de éste. Esto permite saber la capacidad de deformación que tiene el edificio antes de sufrir el colapso y se obtiene mediante la siguiente fórmula:

$$\mu = \frac{du}{dy} \quad (\text{Eq. 6.5})$$

Por lo que dependerá del punto de fluencia y el punto último, la importancia de obtener una curva de capacidad y bilineal lo más precisa posible se refleja una vez más durante el proceso de estudio.

La representación de ambas curvas en un mismo gráfico permite ver la diferencia entre la magnitud de los puntos en la original y la bilineal. En la siguiente tabla se muestran los datos obtenidos para MC161.

Tabla 5-4 Punto de fluencia y punto último (Fuente: Propia)

S _{dy} (cm)	S _{ay} (g)	S _{du} (cm)	S _{au} (g)
1,810	0,120	3,850	0,120

La ductilidad de esta bilineal tiene valor de 2,12.

6. Vulnerabilidad

El Riesgo sísmico se define como la función de probabilidad de pérdidas derivadas de los daños a un elemento o conjunto de elementos (pe. una ciudad) como consecuencia de la acción de terremotos. Depende entonces de las características de esta acción y de la respuesta a ella de los elementos en riesgo (ICG, 27 de Diciembre de 2007).

Cuando se habla de riesgo sísmico, hay que tener en cuenta varios factores:

- Amenaza, peligro o peligrosidad: Como la probabilidad de que ocurra un terremoto durante un período en un territorio concreto.
- Vulnerabilidad: El grado de pérdida del elemento sometido al peligro en una escala de daños establecida.
- Elementos de riesgo: Son la población, los edificios y obras civiles, las actividades económicas, los servicios públicos, las utilidades y la infraestructura expuesta a una amenaza en un área determinada.
- Se Riesgo Total: define como el número de pérdidas humanas, heridos, daños a las propiedades y efectos sobre la actividad económica debido a la ocurrencia de un desastre.

El concepto de vulnerabilidad surge de la incertidumbre de cuándo se producirá un desastre. Por lo que se considera la probabilidad de disminución de la seguridad en el edificio y depende de algunas características del edificio como:

- Tipología estructural
- Calidad de los materiales
- Edad del edificio
- El terreno y clima

Es por eso que se habla de probabilidad de daño, una aproximación en la que no se puede asegurar al 100% cual será la probabilidad de daño debido a que el edificio no está siempre en las mismas condiciones y es difícil saber la dirección o magnitud exacta del terremoto.

Además, actualmente cuando se construye, las estructuras están reguladas por normas de edificación permitiendo saber los límites elásticos de ésta, los puntos más vulnerables y las secuencias de falla, pero en la época que se construyó nuestro edificio no había tantos conocimientos ni reglamentación. Es por eso que actualmente es necesario realizar un estudio estructural y analizar las fallas que podrían ocasionarse para minimizar los riesgos y daños de estos edificios. Para dicho estudio se creó una comisión europea para distinguir y analizar las diferentes tipologías de edificios

Europeos según estructura, altura y zona geográfica llamado el proyecto Risk-UE (MULTINOVIC, 2003).

6.1. Risk-UE

El proyecto Risk-UE está formado por comunidades científicas y técnicas, y realizado para 7 ciudades: Barcelona, Bitola, Bucarest, Catania, Niza, Sofía y Thessaloniki (MULTINOVIC, 2003).

Tiene como objetivo desarrollar una metodología modular para la creación de escenarios de terremotos y manteniendo las características propias de cada ciudad Europea. Esto permite tener un conocimiento sobre la vulnerabilidad de los edificios monumentales y núcleos urbanos de la ciudad y ser capaces de mantener la seguridad de las personas y edificios. Para ello se usaron dos metodologías, por un lado, la basada en el análisis de edificios pertenecientes a diferentes categorías según los sismos sufridos donde se analizaron los terremotos y el modo de falla que habían ocasionado en la estructura. Por otro lado, la metodología se basó en estudios analíticos de estructuras para métodos simplificados.



Figura 6.1 Fundadores del proyecto Risk-UE (Fuente: (MULTINOVIC, 2003))

Por parte de Barcelona, el Institut Cartogràfic de Catalunya (ICC) fue el órgano que ayudó en el desarrollo del proyecto, así como en la determinación de las siete metodologías que forman la aplicación del estudio. Una vez establecido, el proyecto se empezó a adaptar para ser aplicado en Barcelona junto con el Internacional Center for numerical methods in Engineering (CIMNE) y el Institut de Tecnologia de la Construcció de Catalunya (ITEC). Barcelona está dentro del rango leve-moderado de riesgo sísmico con movimientos tectónicos débiles, en acuerdo con la escala macro sísmica Europea, está entre los niveles VI-VII de intensidad sísmica.

Para su desarrollo fue necesario identificar claramente los parámetros que engloban cada escenario de terremoto (www.risk-ue.net) y la obtención de información por parte de todas las instituciones especializadas en riesgo sísmico de cada ciudad, establecer las características distintivas de cada una además de diferenciar las zonas urbanas, centros históricos y monumentos, tipología de edificios, en definitiva, la organización general de la ciudad y para cada parte su respuesta ante un terremoto.

El proyecto Risk-UE está organizado en siete bloques de trabajo para cada tipo de edificio y zona.

- WP1: Identificación de los rasgos distintivos europeos;
- WP2: evaluación de riesgo sísmico;
- WP3: análisis de la exposición del sistema urbano;
- WP4: Evaluación de la vulnerabilidad de los edificios actuales;
- WP5: Evaluación de la vulnerabilidad de los centros históricos, monumentos históricos y edificios;
- WP6: Evaluación de la vulnerabilidad de los edificios más esenciales
- WP7: Escenarios de riesgo sísmico.

Para cada tipo de edificio o monumento, así como para cada localización dentro de las áreas urbanísticas establecidas en la ciudad de Barcelona, hay una clasificación dentro de los apartados citados anteriormente (WP3 – WP6). Esto permite que se pueda realizar un análisis mucho más detallado para nuestro edificio localizado en el núcleo urbano del Eixample, siendo un edificio de mampostería y obtener las curvas de capacidad y fragilidad propias y características de éste así como el escenario de riesgo sísmico al cual pertenece es decir, todos los daños a nivel estructural, humano y social que tendría cierto terremoto en ese edificio y zona concretos.

Gracias a todo esto y junto a otras normativas y patrones a seguir, se puede asegurar de forma más confiable la continuidad de los edificios y monumentos de Barcelona y la previsión más detallada de lo que podría suceder y cómo actuar ante ello para no ocasionar daños.

En este proyecto es objeto de interés el uso del WP4 cuyos objetivos son desarrollar modelos de vulnerabilidad y fragilidad según matrices de probabilidad de daño.

Para establecer las relaciones de vulnerabilidad se identifican dos niveles o métodos; LM1 y LM2. Ambos son una mejora de las dos aproximaciones anteriores realizada en el WP4 del Risk-UE.

La primera aproximación o aproximación de la vulnerabilidad experimental o empírica se basa en los datos históricos sobre terremotos y los daños registrados para crear una estimación del grado de vulnerabilidad de los edificios. El método LM1 usado para obtener la vulnerabilidad y los estados de daño tiene en cuenta además la intensidad sísmica de la zona. Se basa en el método estático para

obtener los modelos de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño y hace uso de la Escala Macro Sísmica Europea (EMS-98).

La segunda aproximación o estimación analítica de daño estructural analiza más rigurosamente la estructura mediante métodos simplificados y también los sucesos históricos. El LM2 se usa en edificios que tengan realizado un estudio macro sísmico que contenga los espectros de desplazamientos y aceleraciones específicos del edificio. A diferencia del LM1 se basa en modelos analíticos para obtener los modelos de fragilidad y las matrices de probabilidad de daño por lo que requieren más estudios y datos para evaluar más detalladamente la geometría y materiales a lo largo del edificio.

En este proyecto se usará el LM2 debido a que usa los parámetros y espectros que han ido siendo desarrollados a lo largo del proyecto para la demanda y capacidad. El porcentaje correspondiente a cada estado de daño según Risk-UE se contempla en la siguiente tabla:

Tabla 6-1 Porcentaje de cada Estado de Daño (Fuente: (MULTINOVIC, 2003))

0-5%	Leve
5-20%	Moderado
20-50%	Severo
50-100%	Colapso

6.2. Punto de desempeño

El punto de intersección entre el espectro de demanda y el espectro de capacidad se llama Punto de desempeño o performance point. De este punto podemos obtener, según el escenario sísmico escogido, el desplazamiento máximo que sufriría el edificio en caso de terremoto. Una vez obtenido el punto, se pueden analizar las curvas de fragilidad, en cada estado de daño que hay ya sea a partir de análisis dinámicos o con el espectro de capacidad (método simplificado).

Si el cruce de ambos espectros se halla dentro del rango lineal del espectro de capacidad el punto hallado ya es el de desempeño, en caso contrario se efectuará una reducción del espectro por inelasticidad.

Para la reducción del espectro se debe representar el espectro de capacidad bilineal elástica-perfectamente plástica haciendo coincidir las aceleraciones espectrales del punto de cedencia con el

punto de capacidad por lo que se supone $S_{au}=S_{ay}$. Esta aproximación toma como iguales los desplazamientos elásticos e inelásticos del edificio.

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{S_{dy}}{S_{ay}}} = 2\pi \sqrt{\frac{S_{de}}{S_{ae}}} \quad (\text{Eq. 7.1})$$

Donde T_e se expresa en segundos, S_{dy} y S_{de} en cm y S_{ay} y S_{ae} en cm/s^2 .

$S_{dp} = S_{de}$ y $S_{ap} = S_{ay} \rightarrow$ punto de desempeño (S_{dp} , S_{ap})

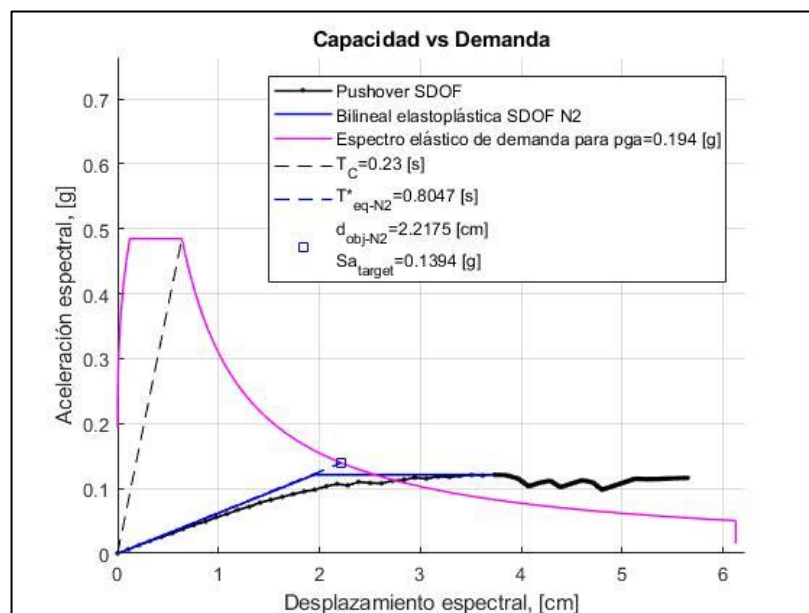


Figura 6.2 Representación de la Capacidad vs. Demanda, MC161 (Fuente: Propia)

6.3. Estados de Daño

Los edificios de mampostería no reforzada se clasifican en cinco estados de daño para las curvas de fragilidad:

Tabla 6-2 Características de cada Estado de Daño (Fuente: (MULTINOVIC, 2003))

ESTADO DE DAÑO		DESCRIPCIÓN
Sd0	daño nulo	Sin ningún tipo de daño
Sd1	daño leve	Sin daño estructural y daño no estructural leve; grietas delgadas y en pocos muros
Sd2	daño moderado	Daño estructural leve y daño no estructural moderado; grietas en numerosos muros, caída de pedazos de fachada
Sd3	daño severo o extensivo	Daño estructural moderado y daño no estructural severo; grietas largas y extensas, caída de tejas, fallo de elementos estructurales individualmente.
Sd4	daño completo o colapso	Daño estructural severo y daño no estructural muy severo; fallos serios en los muros y estructura, estado previo al colapso total o derrumbamiento.

Los umbrales de daño según la curva de fragilidad fueron definidos por (MARTÍNEZ CASTILLO, 2009). Se hallan de la representación bilineal de la capacidad donde se asignan los cuatro puntos o umbrales de daño descritos anteriormente y que definen los desplazamientos espectrales para cada umbral de daño de la estructura.

Los cuatro puntos se definen usando las siguientes ecuaciones:

$$\begin{aligned}
 Sd_1 &= 0.7Sd_y^* \\
 Sd_2 &= Sd_y^* \\
 Sd_3 &= Sd_y^* + 0.25(Sd_u^* - Sd_y^*) \\
 Sd_4 &= Sd_u^*
 \end{aligned}
 \tag{Eq. 8.2}$$

Y son representados en la bilineal, según el edificio MC161 de la siguiente manera:

Para este caso, el valor de S_d y S_u es de 1.55 y 3.82, respectivamente.

Tabla 6-3 Desplazamientos espectrales para cada estado de daño, MC161 Dir.+Y (Fuente: Propia)

Estados de daño	Puntos
Sd1	1,26
Sd2	1,81
Sd3	2,32
Sd4	3,85

Para los estados de daño moderado y completo o colapso se toman como umbrales de daño los puntos de cedencia y de resistencia última. Para los de daño leve y severo se suponen valores razonables en la rama elástica del espectro de capacidad y entre los puntos de cedencia y de capacidad última.

El umbral de daño escogido como variable espectral es el de una probabilidad del 50% y a partir de él se determinará los demás porcentajes de daño.

6.4. Curvas de Fragilidad

El último paso para obtener de una forma estimada los escenarios de daño es mediante matrices de probabilidad de daño. Para la obtención de estos estados es necesario tener el punto de desempeño y las curvas de fragilidad que definen la probabilidad de que la respuesta de la estructura iguale o supere un estado de daño dado considerado como estado límite (BONETT).

Para definir las probabilidades de daño se determinarán las curvas de fragilidad. Para eso hay que definir primero una tipología estructural y un estado de daño y ver mediante estas curvas que probabilidad hay que iguale o exceda este estado de daño si ocurre cierto terremoto.

Es decir, las curvas de fragilidad permiten medir la vulnerabilidad sísmica de una estructura en términos probabilistas. Se trata de calcular la probabilidad de llegar a $P[D=ds]$ o superar $p[D>ds]$ para cada estado de daño obtenido. Cada curva representa un estado de daño y se calcula como el valor medio del desplazamiento espectral en el que el edificio supera un estado y la desviación estándar del logaritmo natural de desplazamiento de dicho estado.

Risk-UE representa las curvas de fragilidad como:

$$P\{ds|S_d\} = \Phi \left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln \left(\frac{S_d}{S_{d,ds}} \right) \right] \quad (\text{Eq. 8.2})$$

Dónde:

S_d : es el desplazamiento espectral o parámetro de la acción sísmica

$S_{d,ds}$: es el valor medio del desplazamiento en el que el edificio alcanza un umbral del estado de daño

β_{ds} : es la desviación estándar del logaritmo natural del desplazamiento espectral del estado de daño

Φ : es la función lognormal de distribución estándar.

La distribución del daño para las estructuras sigue una distribución beta o gamma equivalente para el ajuste de las curvas de fragilidad en función de los parámetros estudiados. Este criterio fue establecido como criterio básico por expertos según estudio y observaciones de terremotos anteriores.

Tabla 6-4 Puntos de la binomial para cada estado de daño (Fuente: (MULTINOVIC, 2003))

Condición	Leve	Moderado	Severo	Colapso
P (1)=0.5	0.500	0.119	0.012	0.000
P (2)=0.5	0.896	0.500	0.135	0.008
P (3)=0.5	0.992	0.866	0.500	0.104
P (4)=0.5	1.000	0.988	0.881	0.500

En definitiva, cuanto más se desplaza el edificio más aumenta la probabilidad de daño. Por lo tanto, para calcular las probabilidades basta con introducir en el gráfico de las curvas de fragilidad nuestro punto de desempeño formando una línea vertical que cortará cada curva en un punto.

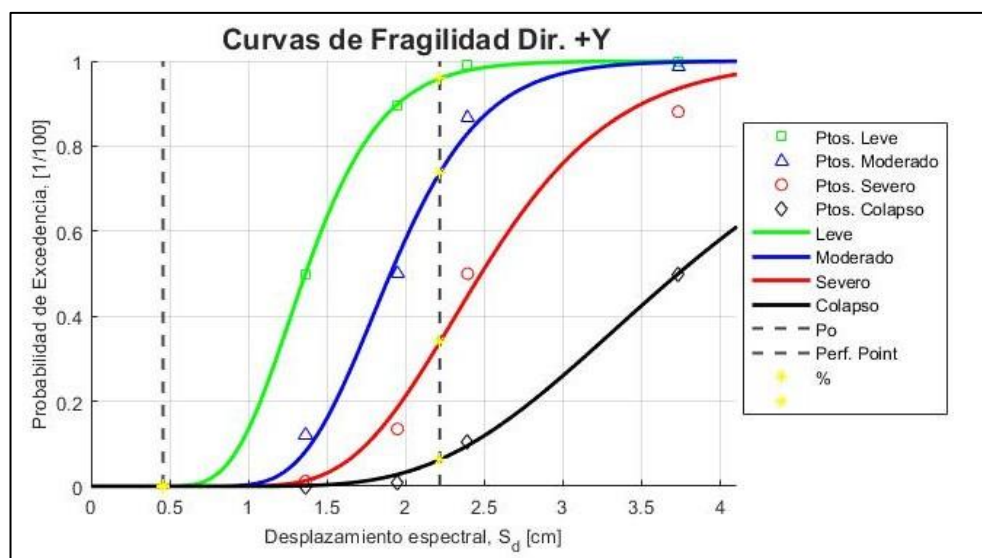


Figura 6.3 Curvas de fragilidad en la dirección +Y, MC161 (Fuente: Propia)

Tabla 6-5 Probabilidad de obtener cada estado de daño en la dirección +Y, MC161 (Fuente: Propia)

PROBABILIDADES DE CADA ESTADO DE DAÑO					
DIRECCIÓN	LEVE (%)	MODERADO (%)	SEVERO (%)	COLAPSO (%)	PUNTO DE DESEMPEÑO
+Y	95.8	72.4	34.8	6.2	2.217

También se pueden representar dichos estados de daño como probabilidades únicas para cada estado.

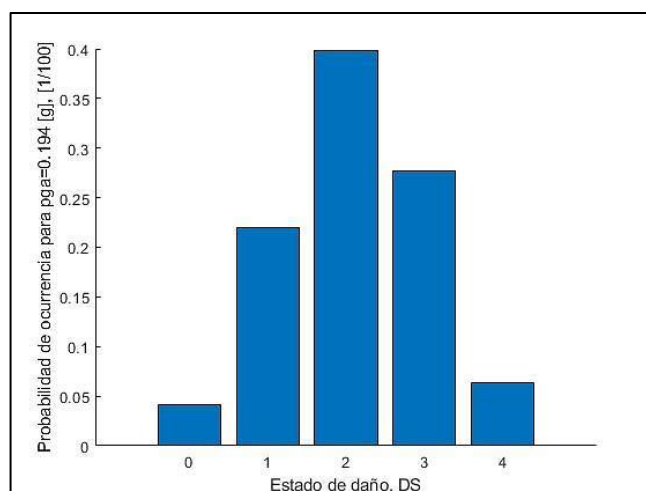


Figura 6.4 Probabilidades para cada estado de daño en la dirección +Y, MC161 (Fuente: Propia)

Para definir finalmente el porcentaje de daño que sufrirá el edificio MC161 se usará el índice de daño del edificio MC161 dónde el LM2 describe dichos estados según el porcentaje final.

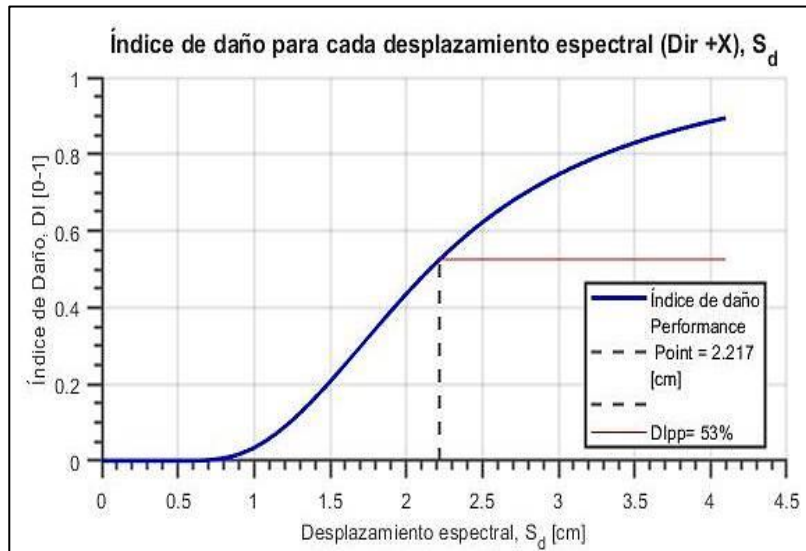


Figura 6.5 Índice de daño con $p_{ga}=0.194g$ Dir. +Y, MC161 (Fuente: Propia)

7. Resultados

En este apartado se procederá a hacer la comparativa de resultados de los procesos de análisis hasta la obtención de los índices de daño para cada edificio. Primeramente, se comparará el edificio MC161 original y el edificio de estudio MC161 girado 45° para situar el edificio perpendicular al eje X. Se ha decidido hacer también una comparativa del edificio original con un edificio de banda rectangular llamado M159 que está situado correlativamente al original.

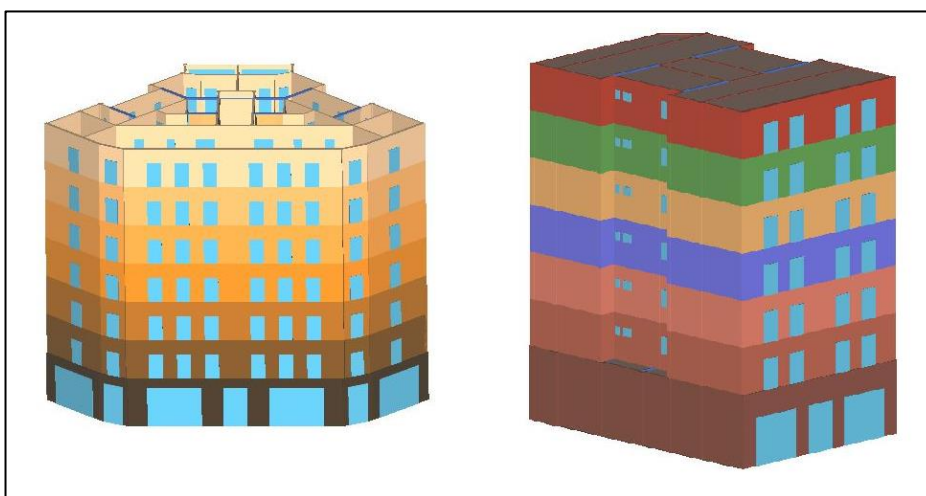


Figura 7.1 Representación 3D de los edificios de estudio (Fuente: Propia)

Esto permitirá comparar cual tendría más capacidad y cual corre más riesgo de daño si se somete a la misma acción sísmica. Permitirá deducir la importancia de la localización según ejes y la repercusión de tener una estructura más compleja como es el caso del MC161 ambos casos se obtendrán mediante las ecuaciones de demanda propuestas por Irizarry y para un $p_{ga}=0.194g$ excepto en algún apartado donde se comparará que sucedería si se tuviera en cuenta un $p_{ga}=0.04g$ tal y como estipulan las demás normas.

Los tres edificios han sido modelados previamente con Tremuri para la obtención de los datos modales y pushover para así introducirlos en Matlab y obtener los gráficos deseados. El edificio original y el girado son exactamente iguales en sus elementos constructivos simplemente uno está rotado respecto el otro (Figura 7.2). El edificio rectangular tiene similitudes estructurales en sus elementos tales como muros, columnas, etc. pero una geometría global completamente diferente. (Figura 7.3).

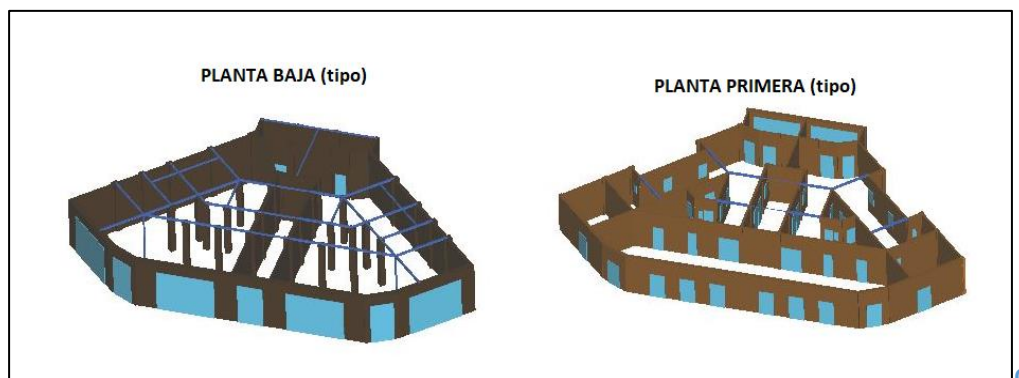


Figura 7.2 Plantas tipo MC161 (Fuente: Propia)

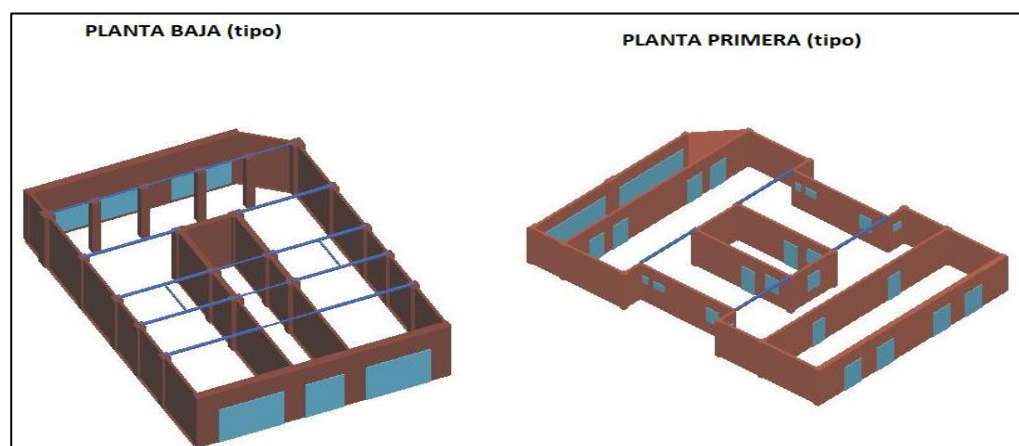


Figura 7.3 Plantas tipo M159 (Fuente: Propia)

7.1. Modal

En este apartado se realizará la comparativa del análisis modal para tres tipos de edificio obtenido mediante Tremuri. Por un lado, el chaflán original y el girado 45º para ver la influencia de edificar en un sentido u otro y, por otro lado, la respuesta estructural de un edificio de banda, rectangular con características posicionales y estructurales diferentes pero del mismo material constructivo.

7.1.1. Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º

- Edificio original:

Tabla 7-1 Análisis modal original (Fuente: Propia)

Modo	T (s)	Masa X (kg)	% masa X	Masa Y (kg)	% masa Y	Masa Z (kg)	% masa Z
1	0,73630	1.215.642	37,55	1.017,123	31,42	0	0
2	0,70688	1.050.392	32,45	1.239.504	38,29	34	0
3	0,57768	273.292	8,44	279.176	8,62	0	0

- Edificio rotado:

Tabla 7-2 Análisis modal rotado (Fuente: Propia)

Modo	T (s)	Masa X (kg)	% masa X	Masa Y (kg)	% masa Y	Masa Z (kg)	% masa Z
1	0,74191	2.468.467	76,22	1.247	0,04	29	0
2	0,68652	1.490	0,05	2.203.990	68,06	0	0
3	0,14578	88	0	1	0	2.645.590	81,69

En las anteriores tablas se puede observar la importancia del sentido de los ejes según el edificio. Para el edificio original, la masa movida en los dos primeros modos es muy similar como consecuencia de la desviación de 45º que tienen los ejes usados respecto los ejes principales de la estructura. Por lo que se ve claramente una combinación de las dos direcciones en todos los modos. En cambio, si se gira el edificio y se hacen coincidir los ejes de estudio con los del edificio, se cumple la ley propuesta por N2 donde cada modo moverá la masa del edificio en uno de los tres ejes.

Para el MC161 girado el modo que mueve más masa es el tercero, en el eje Z. Aun así, los tres modos mueven cantidades de masa muy similares. Las siguientes figuras muestran la simulación de la masa movida en el momento del terremoto.

- Edificio original:

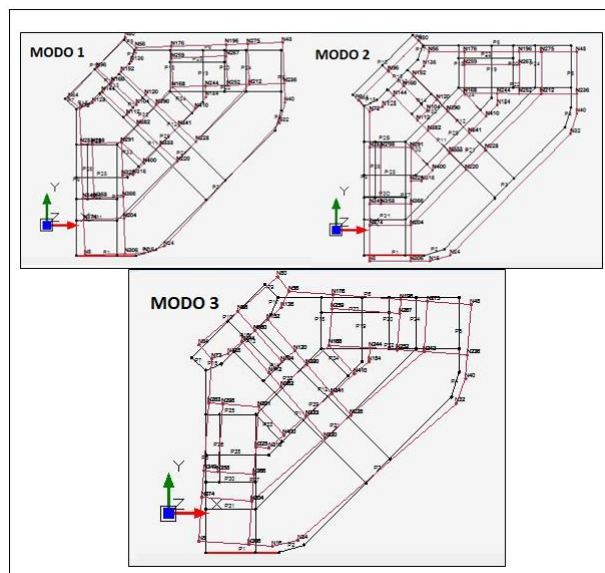


Figura 7.4 Análisis modal MC161 (Fuente: Propia)

- Edificio rotado:

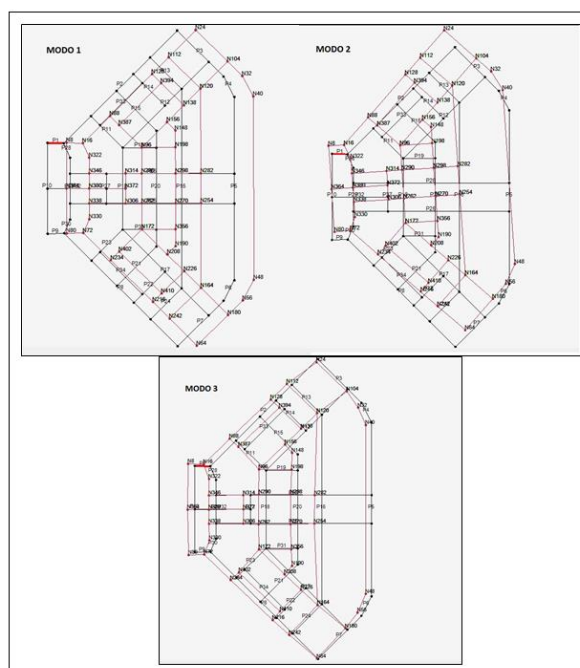


Figura 7.5 Análisis modal MC161 girado (Fuente: Propia)

Por lo que la principal diferencia entre el edificio original y los demás es que no tiene un modo fundamental claro para cada dirección, es decir, no tiene ningún modo en el que mueva un 70-80% de masa en una dirección y prácticamente 0 en la otra. Esto se debe a que no hay muros y columnas alineados perfectamente con la dirección de análisis y por esto los porcentajes de masa son similares en X e Y para el edificio original, sino que la mayoría están alineados a la diagonal entre ambos ejes.

7.1.2. Comparativa MC161 y M159 rectangular

- Edificio original:

Tabla 7-3 Análisis modal original (Fuente: Propia)

Modo	T (s)	Masa X (kg)	% masa X	Masa Y (kg)	% masa Y	Masa Z (kg)	% masa Z
1	0,73630	1.215.642	37,55	1.017,123	31,42	0	0
2	0,70688	1.050.392	32,45	1.239.504	38,29	34	0
3	0,57768	273.292	8,44	279.176	8,62	0	0

- Edificio rectangular:

Tabla 7-4 Análisis modal rectangular (Fuente: Propia)

Modo	T (s)	Masa X (kg)	% masa X	Masa Y (kg)	% masa Y	Masa Z (kg)	% masa Z
1	0,55078	332	0,01	1.879,106	74,71	4	0
2	0,53738	2.195,744	87,30	287	0,01	8	0
3	0,19620	995	0,06	1.944	0,11	1.378.702	78,11

Como se puede observar, la ubicación de los ejes es un factor que tiene mucha influencia en la deformación que sufrirá el edificio durante las vibraciones simulando el terremoto. La capacidad del edificio se ve también afectada por este factor.

En los edificios de banda, el primer y tercer modo afectan al desplazamiento de la masa del edificio en el eje Y únicamente, en el segundo modo en el eje X y el tercero en el Z, en cambio, para el edificio

original el cual tiene ambos ejes desplazados 45° la vibración produce desplazamientos en ambos ejes a la vez tal y como ha sucedido en el caso anterior del MC161 rotado pero en este caso el edificio rectangular tiene su tercer modo con más masa desplazada en el eje Y, y para el edificio rotado el tercer modo pertenece al eje Z debido a su geometría más compleja y que comprende los tres ejes.

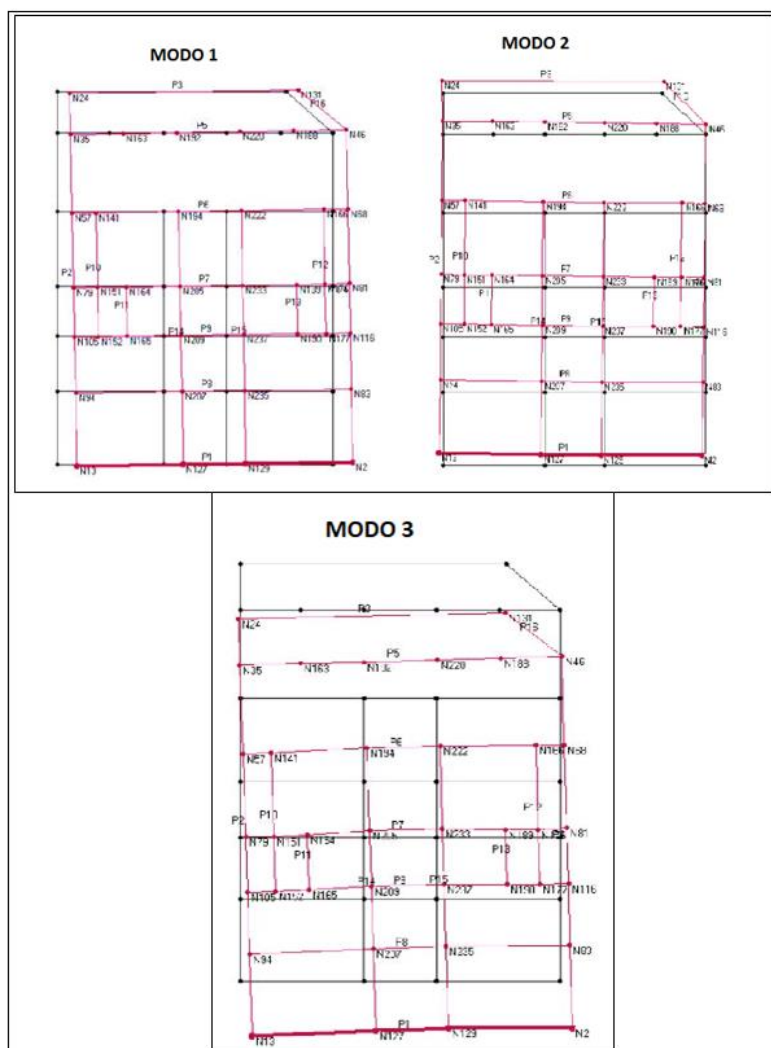


Figura 7.6 Análisis modal MC161 girado (Fuente: Propia)

7.2. Curva de capacidad o Pushover

7.2.1. Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º

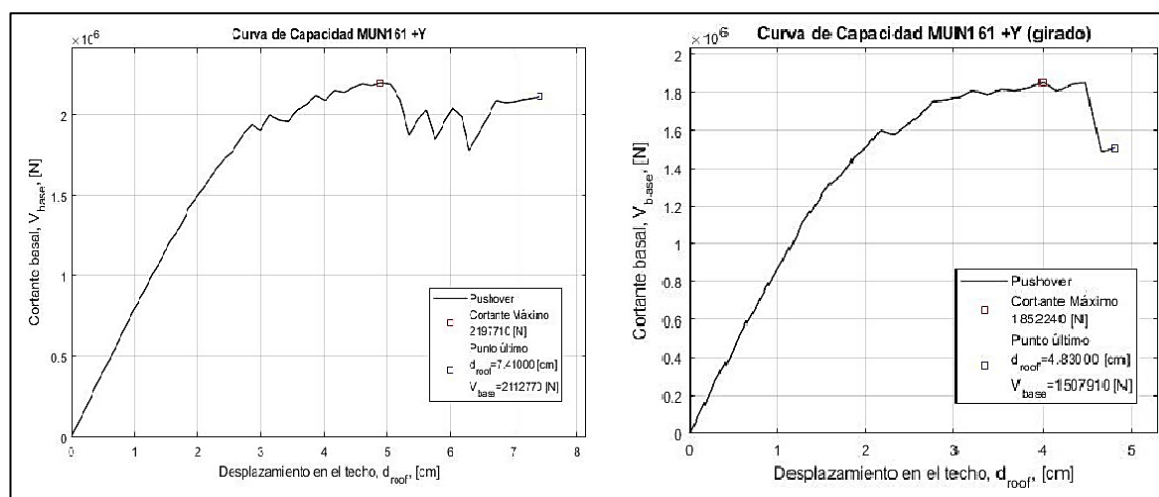


Figura 7.7 Curva Pushover chaflán original (Izq.) y rotado (Der.) (Fuente: Propia)

A pesar de ser el mismo edificio, el hecho de estar rotado, provocaría que antes de llegar al colapso, el edificio original tiene más capacidad que el girado. Para un cortante mayor en la base para MC161 el desplazamiento capaz de soportar en el techo es mucho mayor que en el caso de estar girado. El cortante máximo es, por lo tanto, también mayor para el edificio original y su tramo elástico también por lo que se considera más dúctil y en caso de estar girado presenta más rigidez.

Tabla 7-5 Puntos de la curva de capacidad para cada edificio (Fuente: Propia)

	MC161	MC161(girado)
Droof (cm)	7,410	4,830
Vbase (kN)	2.112	1.507
Cortante màx (kN)	2.197	1.852

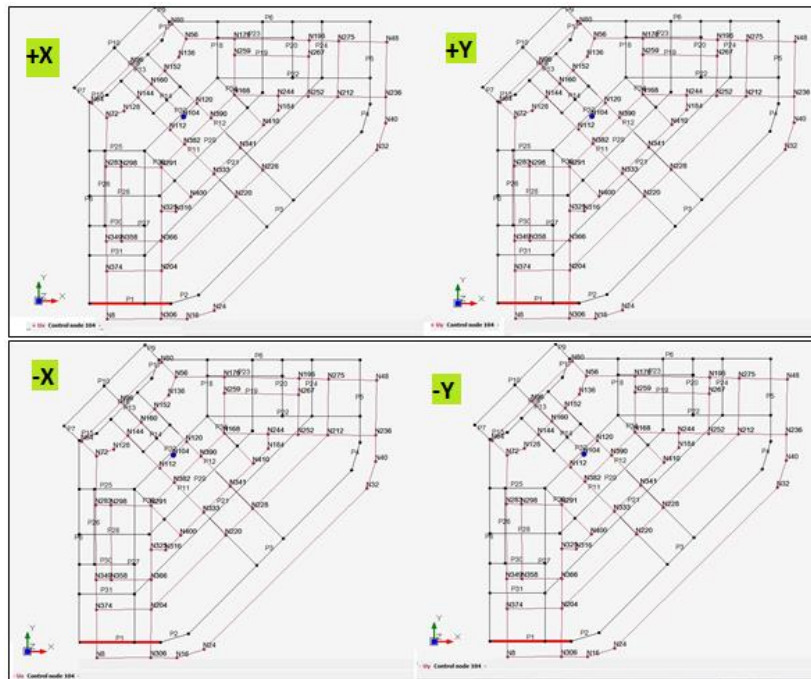


Figura 7.8 Desplazamientos (Vbase y despl.roof) para MC161 (Fuente: Propia)

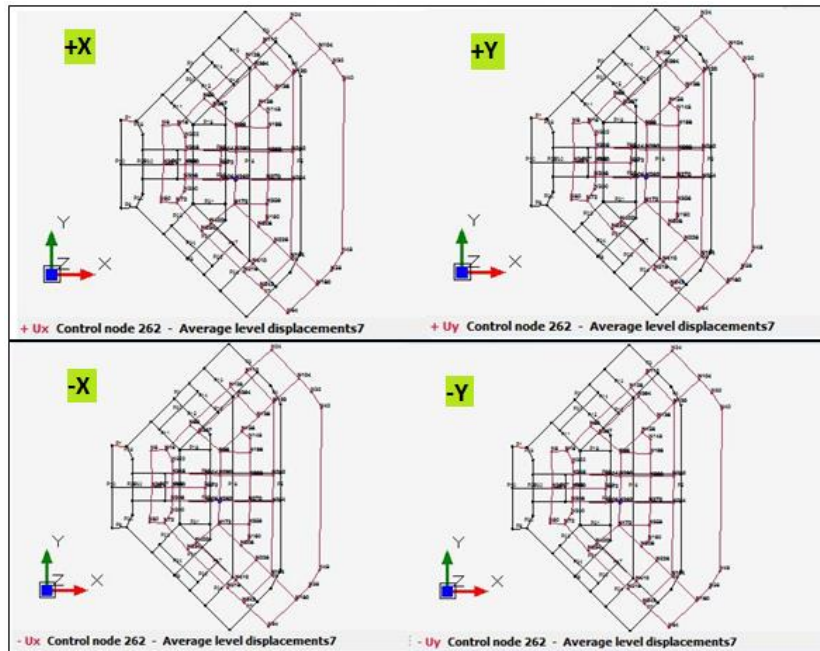


Figura 7.9 Desplazamientos (Vbase y despl.roof) para MC161 girado (Fuente: Propia)

7.2.2. Comparativa MC161 y M159 rectangular

Observando las curvas de capacidad obtenidas con Matlab para ambos edificios (Fig. 7.10) presentan significativas diferencias tanto en su cortante máximo como en su punto último.

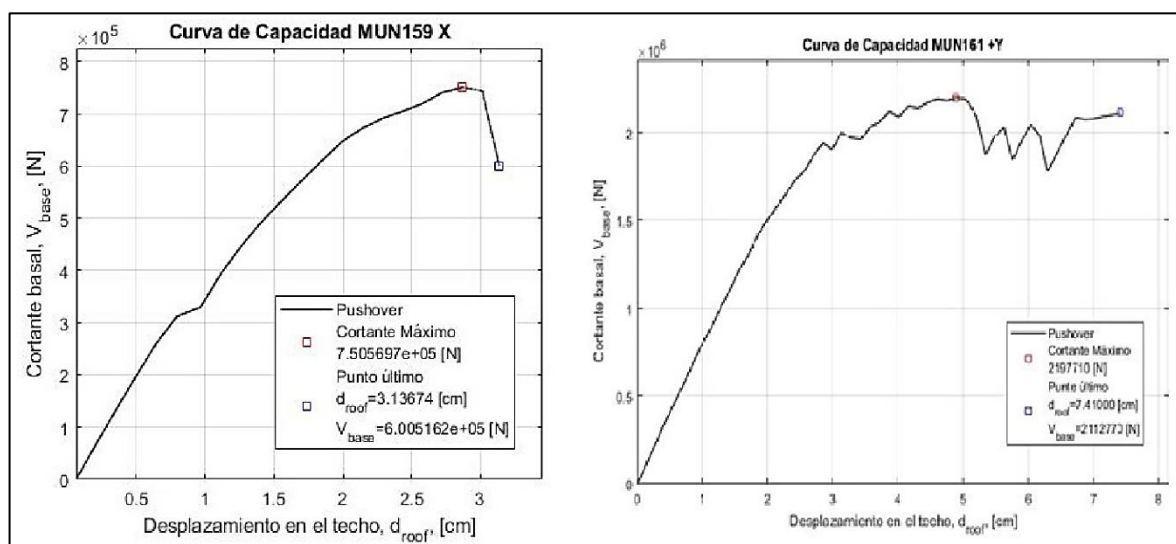


Figura 7.10 Curva Pushover edificio de banda (Izq.) y chaflán original (Der.) (Fuente: Propia)

El edificio rectangular tiene una curva de capacidad más estable. El edificio se deforma constantemente hasta romper mientras que el chaflán aguanta más tiempo en la franja elástica y se mantiene más inestable en el período plástico.

Además, para el chaflán, tanto los valores del cortante en la base como el desplazamiento sufrido en el techo duplican a los del edificio de banda. El punto de colapso por lo tanto también es mayor para MC161 soportando más desplazamiento que M159.

Estas diferencias las podemos atribuir a la distribución de los muros en la estructura, ya que son totalmente diferentes. Podemos concluir que el edificio rectangular presenta mayor rigidez y por lo tanto, el MC161 es más dúctil.

Tabla 7-6 Puntos de la curva de capacidad para cada edificio (Fuente: Propia)

	MC161	M159
Droof (cm)	7,410	3,136
Vbase (kN)	2.112	600
Cortante màx (kN)	2.197	750

7.3. Bilineal

7.3.1. Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º

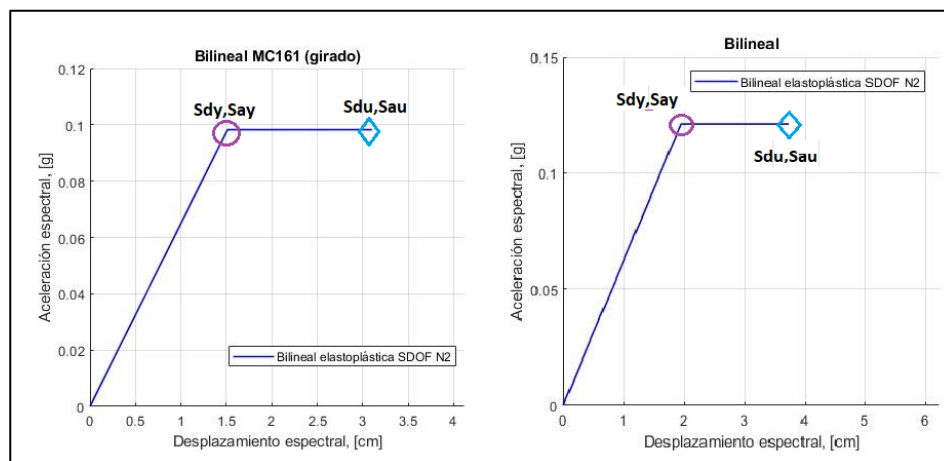


Figura 7.11 Bilineal de la capacidad (N2) para chaflán girado (Izq.) y chaflán original (Der.) (Fuente: Propia)

Tabla 7-7 Puntos de fluencia, último y ductilidad edificios de esquina (Fuente: Propia)

	Sdy (cm)	Say (g)	Sdu (cm)	Sau (g)	μ
MC161	1,81	0,12	3,85	0,12	2,12
MC161(girado)	1,50	0,099	3,15	0,099	2,10

Aunque ambos edificios presentan una ductilidad similar, el edificio original presenta un tramo elástico mayor que si está rotado y soporta un desplazamiento mayor en la zona plástica (MC161 2.04cm y 1.65cm para el rotado).

7.3.2. Comparativa MC161 y M159 rectangular

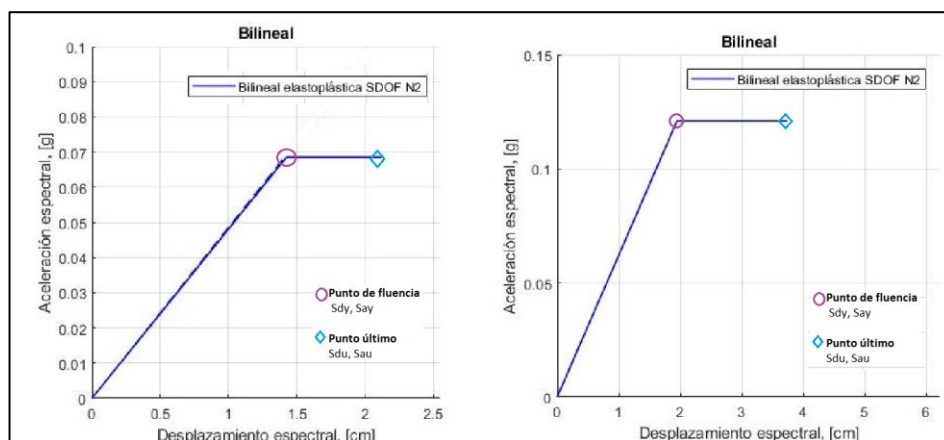


Figura 7.12 Bilineal de la capacidad (N2) para M159 (Izq.) y MC161 (Der.) (Fuente: Propia)

Tabla 7-8 Puntos de fluencia, último y ductilidad para ambos edificios (Fuente: Propia)

	S _{dy} (cm)	S _{ay} (g)	S _{du} (cm)	S _{au} (g)	μ
MC161	1,81	0,12	3,85	0,12	2,12
M159	1,4	0,068	2,15	0,068	1,53

La representación de la bilineal mediante el método N2 de ambos edificios presenta diferencias significativas. Teniendo el M159 un desplazamiento y aceleración espectrales menores al MC161, igual que se ha visto anteriormente en la representación de la capacidad (ver apartado Curva de capacidad o Pushover).

La dirección de muros y cargas influye considerablemente en estos resultados, siendo la parte de la estructura de muros coincidente con la dirección de los ejes (rectangular) la que presenta un comportamiento más rígido.

En el M159 se puede deducir que para un punto de fluencia no tan diferente al MC161 la aceleración espectral si es mucho menor. En cambio, el edificio de chaflán mantiene un desplazamiento en la zona plástica de 2,04cm mientras que el edificio rectangular solo soporta 0,74cm antes de llegar al punto último.

Para concluir, el edificio de chaflán original es el que presenta mayor ductilidad de los tres, por lo que su capacidad a aguantar las sollicitaciones también es mayor y el edificio más rígido y vulnerable es el rectangular de banda.

7.4. Capacidad vs. Demanda

Al introducir en un mismo gráfico la capacidad y la demanda se obtiene el desplazamiento que provocará la actividad sísmica esperada para los edificios. Según los resultados se obtendrá un Performance Point o Punto de Desempeño óptimo del edificio según las sollicitaciones aplicadas.

En ambos casos, se ha tenido que alargar la bilineal de la capacidad hasta cortar su pendiente con el espectro de demanda del edificio. A continuación se recogen los datos obtenidos de los gráficos.

7.4.1. Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º

Tabla 7-9 Puntos de ejecución bilineal-demanda para ambos edificios (Fuente: Propia)

Punto de desempeño				
PGA=0.194g	Sd (cm)	Sa (g)	Tc (s)	T*eq (s)
MC161	2,2175	0,1394g	0,23	0,8047
MC161 (girado)	2,189	0,1412g	0,23	0,7868

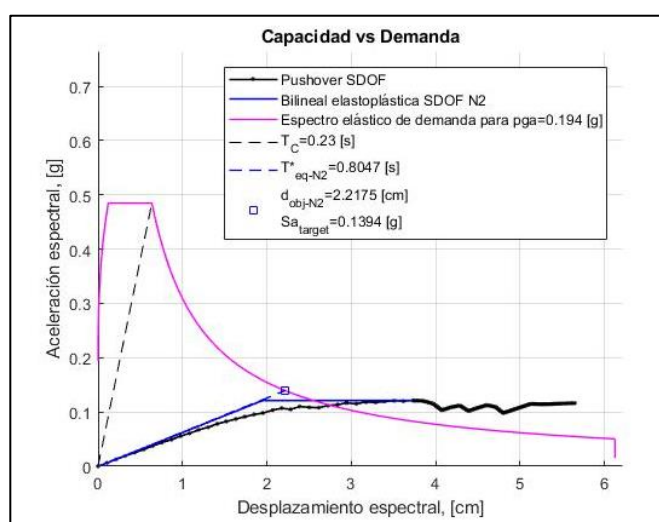


Figura 7.13 Representación Capacidad vs. Demanda mediante la bilineal (N2). MC161 (Fuente: Propia)

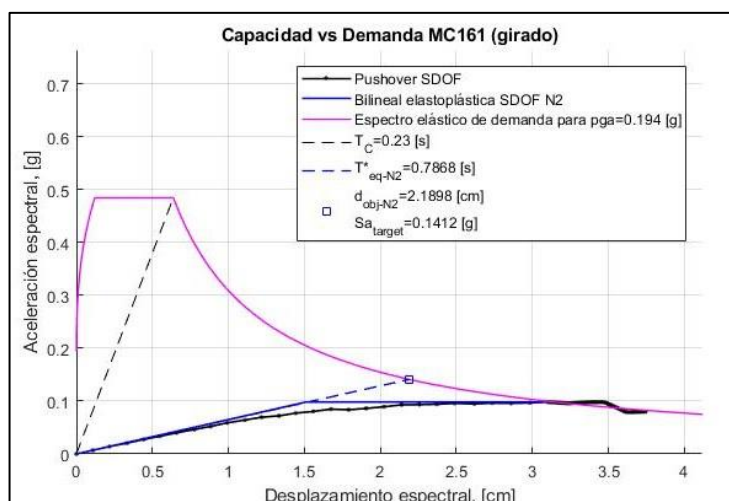


Figura 7.14 Representación Capacidad vs. Demanda mediante la bilineal (N2). MC161 rotado (Fuente: Propia)

7.4.2. Comparativa MC161 y M159 rectangular

Tabla 7-10 Puntos de ejecución bilineal-demanda para ambos edificios (Fuente: Propia)

PGA=0.194g	Punto de desempeño			
	Sd (cm)	Sa (g)	Tc (s)	T*eq (s)
MC161	2,2175	0,1394g	0,2	0,8047
M159	2,5224	0,1226g	0,23	0,9147

Debido al uso del $pga=0.194g$ los valores entre edificios no varían mucho puesto que usan la misma metodología para la demanda.

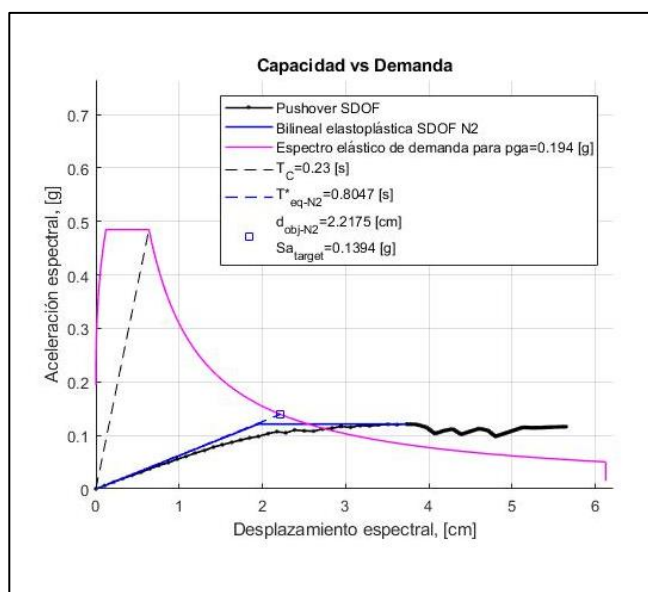


Figura 7.15 Capacidad vs. Demanda mediante la bilineal (N2). MC161 (Fuente: Propia)

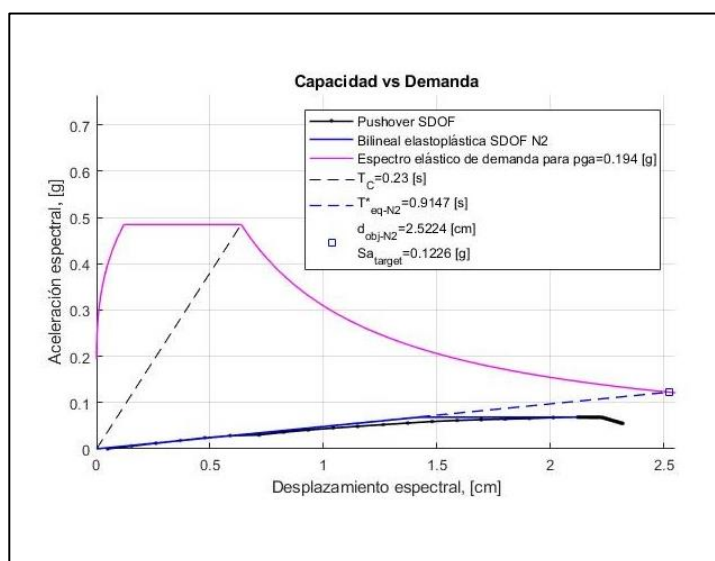


Figura 7.16 Capacidad vs. Demanda mediante la bilineal (N2). MC161 (Fuente: Propia)

7.5. Curvas de fragilidad

7.5.1. Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º

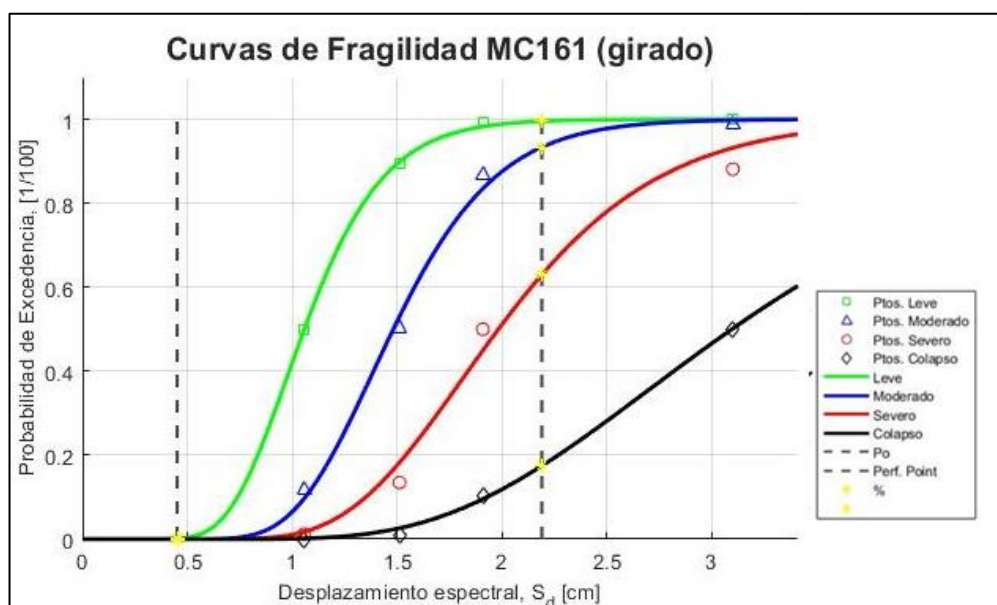


Figura 7.17 Curvas de fragilidad para MC161 girado (Fuente: Propia)

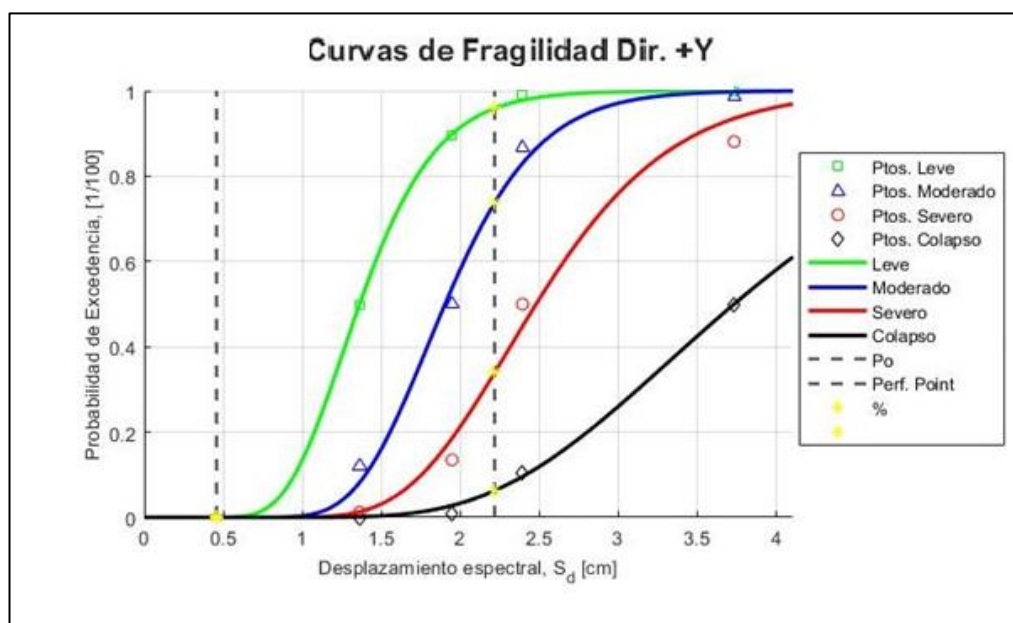


Figura 7.18 Curvas de fragilidad para MC161 (Fuente: Propia)

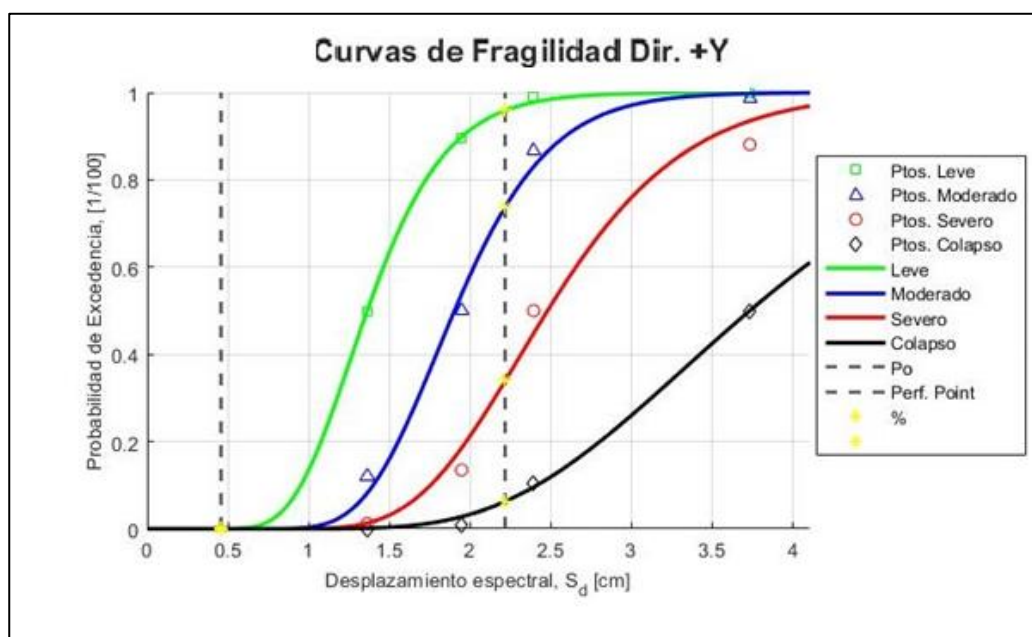
Tabla 7-11 . Probabilidad de igualar o superar los diferentes estados de daño, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)

Probabilista (Irizarry)					
Edificio	SL [%]	MO [%]	SE [%]	CO [%]	PP [cm]
MC161	95.8	72.4	34.8	6.2	2,217
MC161(girado)	97	76	37	19	2,189

Para ambos edificios, tal y como se ha visto en la teoría de la demanda sísmica según el estudio Irizarry, para el terreno de la zona de l'Eixample le corresponde un riesgo sísmico leve/moderado tal y como se ha comprobado analíticamente.

7.5.2. Comparativa MC161 y M159 rectangular

Para las curvas de fragilidad obtenidas según el método Probabilista de Irizarry, con un $p_{ga}=0.194$ presentan los porcentajes de daño para cada estado, (Figura 7.19 y Figura 7.20).

Figura 7.19 Curvas de fragilidad para MC161, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)

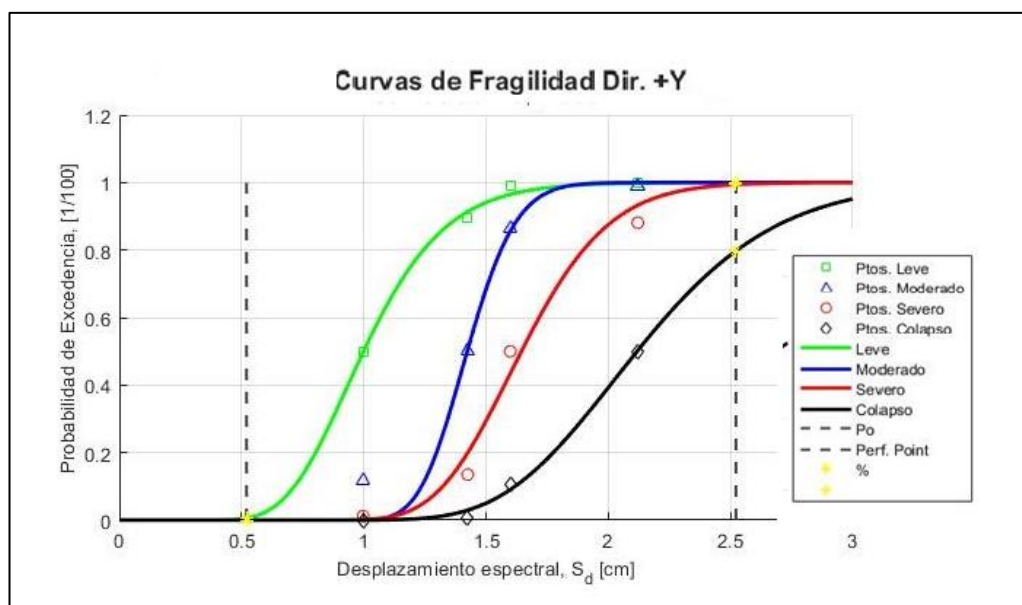


Figura 7.20 Curvas de fragilidad para M159 (rectangular), $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)

Tabla 7-12 Probabilidad de igualar o superar los diferentes estados de daño, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)

Probabilista (Irizarry)					
Edificio	SL [%]	MO [%]	SE [%]	CO [%]	PP [cm]
MC161	95.8	72.4	34.8	6.2	2,217
M159	99	99	99	80	2,522

Las curvas de fragilidad para cada edificio varían mucho. Siendo la del MC161 la que predomina el estado de daño leve y prácticamente sin posibilidades de sufrir colapso en el performance point. Mientras que para el edificio rectangular se prevé cualquier tipo de daño.

7.6. Estados de daño

La influencia del PGA usado (0.04g o 0.194g) influye particularmente en la obtención de los estados de daño y sus resultados.

7.6.1. Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º

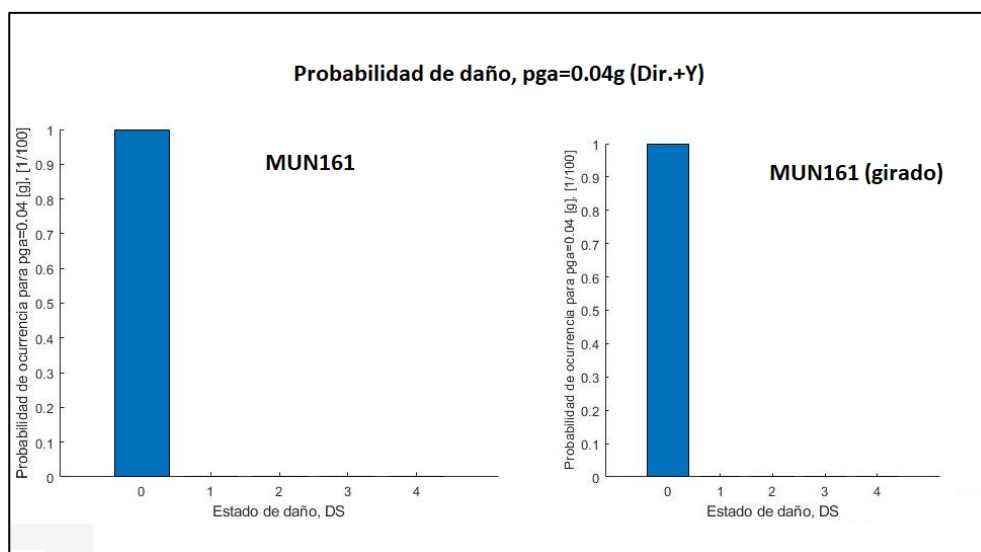


Figura 7.21 Probabilidades de daño MUN161 (Izq.) y girado (Der.), pga=0.04g (Fuente: Propia)

Tabla 7-13 Probabilidad de suceso de cada estado de daño, pga=0.04g (Fuente: Propia)

Probabilista (Irizarry)					
Edificio	Nulo [%]	SL [%]	MO [%]	SE [%]	CO [%]
MC161	100	0	0	0	0
MC161(girado)	100	0	0	0	0

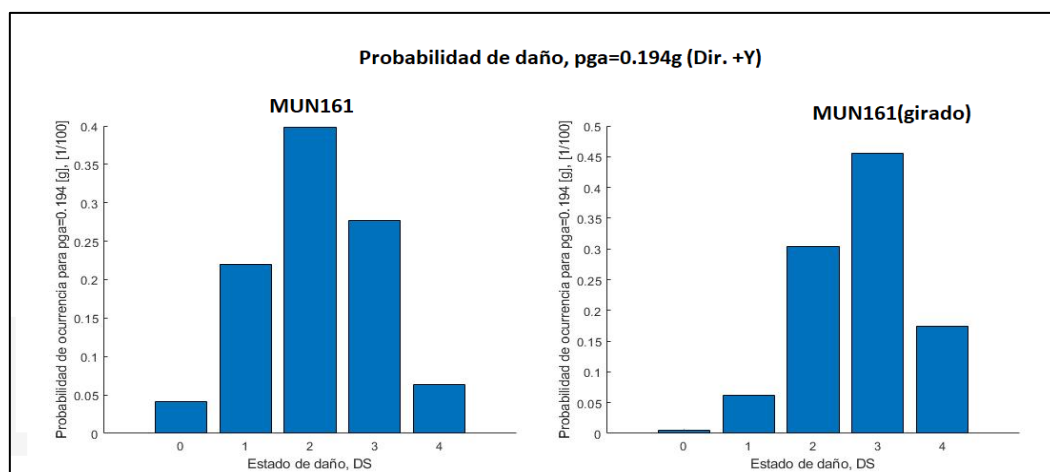


Figura 7.22 Probabilidades de daño para MUN161 (Izq.) y girado (Der.), pga=0.194g (Fuente: Propia)

Tabla 7-14 Probabilidad de suceso de cada estado de daño, pga=0.194g (Fuente: Propia)

Probabilista (Irizarry)					
Edificio	Nulo [%]	SL [%]	MO [%]	SE [%]	CO [%]
MC161	4	23	39	27	7
MC161(girado)	1	6	31	45	17

La probabilidad de que ocurra cada estado de daño en el edificio se ve claramente influenciada por la aceleración sísmica aplicada. Para el caso donde se aplica un $pga=0.04g$ los resultados obtenidos en ambos edificios presentan un porcentaje de casi el 100% de que las probabilidades de daño sean nulas. En cambio, si se opta por el pga indicado por Irizarry especialmente para la ciudad de Barcelona se obtiene como porcentaje mayor un riesgo moderado (39% MC161) y casi del 50% de obtener daño severo en caso del edificio con los ejes rotados.

Estos porcentajes presentan más credibilidad a la hora de estudiar el riesgo que tendría un edificio construido en esta zona y con las características ya descritas. Lo que se puede diferenciar claramente es que el índice de daño nulo es de los menores para ambos edificios por lo que difiere mucho de los resultados obtenidos mediante los métodos propuestos por la Norma Española y EC8.

7.6.2. Comparativa MC161 y M159 rectangular

Se han representado ambos edificios y sus probabilidades de daño con ambos pga 's (Figura 7.23 y Figura 7.24).

Se pueden observar claras diferencias entre usar el pga de la normativa Española o EC8 (0.04g) y la propuesta por Irizarry (0.194g).

En la figura (primera) con $pga=0.04g$ se obtiene una probabilidad de daño 0 prácticamente total (100%) por lo que indicaría que no hay ningún riesgo sísmico para ambos edificios.

Es notablemente diferente a los resultados que se obtienen del $pga=0.194g$ en donde para el edificio MC161 la probabilidad de daño que predomina es la moderada, como se ha visto anteriormente en las normas que especifican el tipo de terreno para el edificio. Y para el rectangular se obtiene un riesgo de colapso de casi el 80% para las solicitaciones aplicadas.

Esto demuestra la importancia de los valores y métodos que se usen para la construcción de edificios desde un punto de vista del riesgo sísmico y las precauciones a tomar en cuenta.

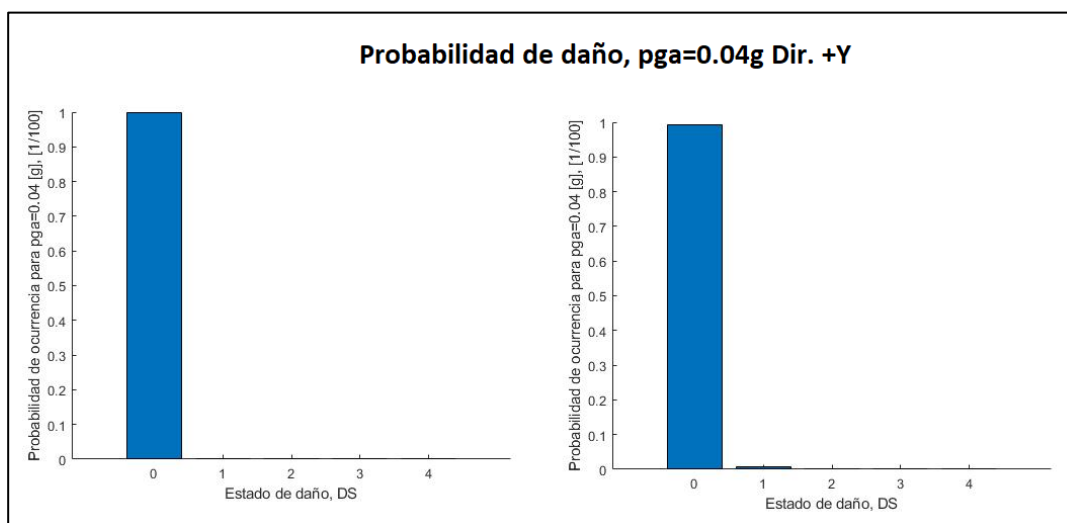


Figura 7.23 Probabilidades de daño para MUN161 (Izq.) y rectangular (Der.), $pga=0.04g$ (Fuente: Propia)

Tabla 7-15 Probabilidad de suceso de cada estado de daño, $p_{ga}=0.04g$ (Fuente: Propia)

Probabilista (Irizarry)					
Edificio	Nulo [%]	SL [%]	MO [%]	SE [%]	CO [%]
MC161	100	0	0	0	0
M159	98	2	0	0	0

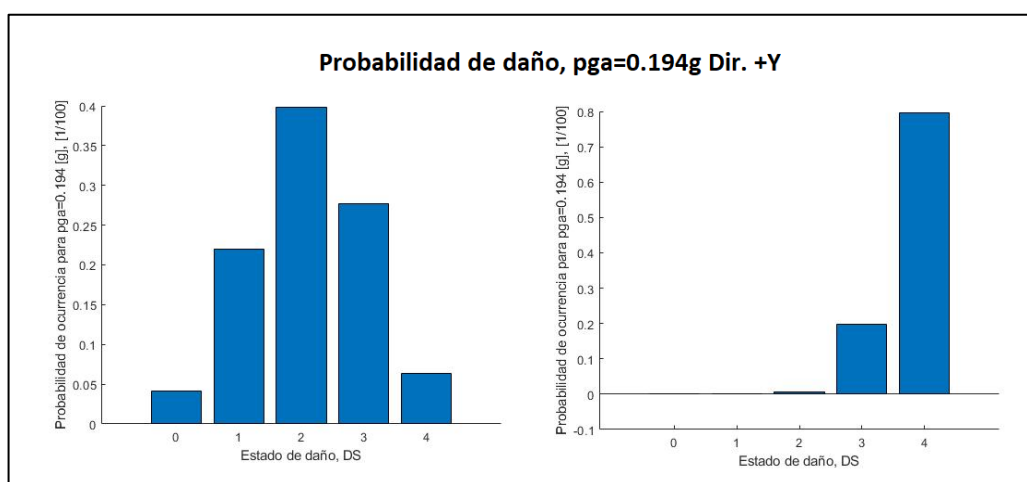


Figura 7.24 Probabilidades de daño para MUN161 (Izq.) y rectangular (Der.), $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)

Tabla 7-16 Probabilidad de suceso de cada estado de daño, $p_{ga}=0.194g$ (Fuente: Propia)

Probabilista (Irizarry)					
Edificio	Nulo [%]	SL [%]	MO [%]	SE [%]	CO [%]
MC161	4	23	39	27	7
M159	0	0	1	19	80

Para la comparativa del edificio MC161 con M159 pasa lo mismo que en apartado anterior, si se usa un p_{ga} de $0.04g$ las probabilidades de daño son prácticamente nulas, en cambio, con el método Irizarry el edificio rectangular obtiene un riesgo de sufrir colapso del 80%. Este porcentaje tan alto

demuestra la peligrosidad de construir un edificio sin tener en cuenta un estudio sísmico previo ya que las posibilidades de colapsar en caso de terremoto son bastante altas.

7.7. Índice de daño

7.7.1. Comparativa MC161 y MC161 con ejes girados 45º

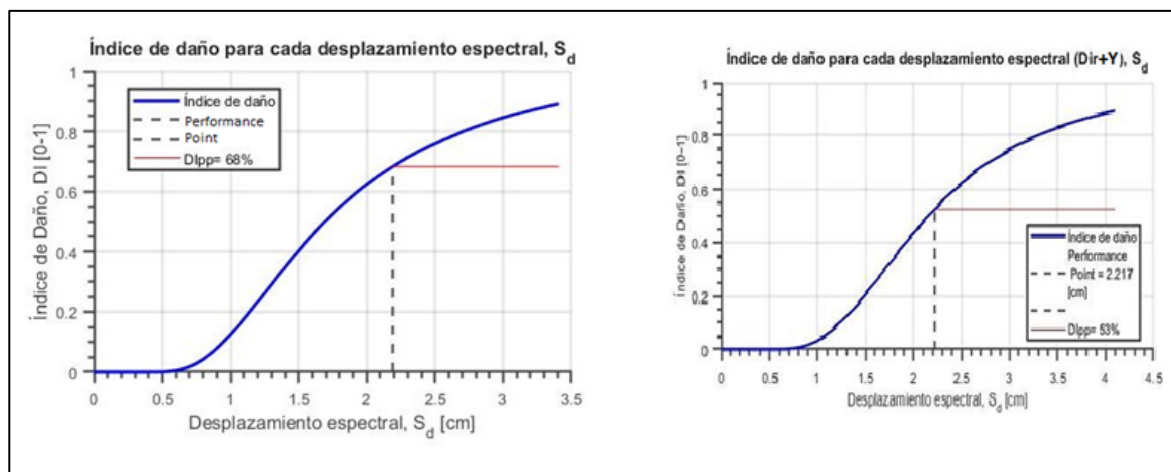


Figura 7.25 Índice de daño respecto S_d, para MUN161 girado (Izq.) y MUN161 (Der.), pga=0.194g (Fuente: Propia)

Tabla 7-17 Índice de daño para el punto de desempeño, pga=0.194g (Fuente: Propia)

Edificio	PP	DI [%]
MC161(girado)	2,189	68
MC161	2,217	53

7.7.2. Comparativa MC161 y M159 rectangular

En los siguientes gráficos aparece según la curva de índice de daño de los edificios junto con la intersección del PP el porcentaje de daño que tendría el edificio sometido a la acción sísmica.

El edificio rectangular tiene un índice de daño de casi el 100% y prácticamente el doble que el chaflán por lo que es mucho más vulnerable a solicitaciones.

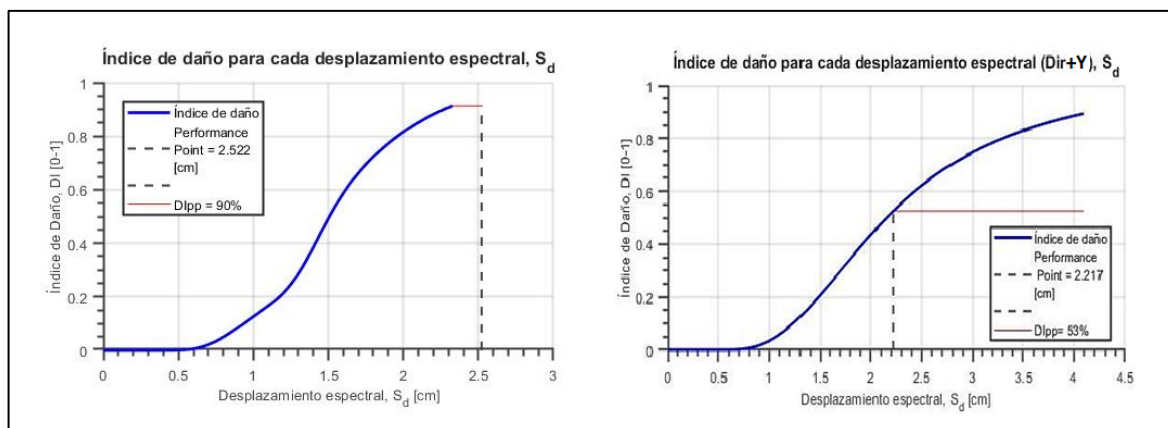


Figura 7.26 Índice de daño respecto S_d , para M159 (Izq.) y MUN161 (Der.), $p_g=0.194g$ (Fuente: Propia)

Tabla 7-18 Índice de daño para el punto de desempeño, $p_g=0.194g$ (Fuente: Propia)

Edificio	PP	DI [%]
MC161	2,217	53
M159	2,522	90

Si comparamos los tres edificios de estudio, para los de chaflán el índice de daño se mantiene entre la probabilidad de 50-60% de suceder para el punto de desempeño obtenido, mientras que el edificio rectangular una vez más presenta una gran vulnerabilidad a las solicitaciones aplicadas.



8. Análisis del impacto medioambiental

Debido a que este proyecto no contempla ningún tipo de construcción ni modificación, sino que se trata de un estudio analítico sobre edificios, no se contempla ningún análisis de impacto medioambiental.

Conclusiones

Una vez obtenidos los índices de daño para cada edificio, podemos prever que, en caso de terremoto todas las estructuras se verían afectadas debido a que todos superan el 50% de daño. Aun así, el edificio de chaflán original sería el menos vulnerable por tener un 53% de índice de daño. Estos resultados hacen replantearse la importancia de realizar estudios sobre el riesgo sísmico antes de construir cualquier edificio.

Desde un punto de vista global, hay que remarcar que el estudio se ha realizado como si el edificio estuviera aislado y, en la realidad, está conectado con los edificios que conforman la manzana. Por lo que, en caso de terremoto los edificios amortiguarían dichas fuerzas y movimientos como un bloque.

El hecho de que el edificio de esquina este desviado 45º o al rotarlo se sitúe en la misma dirección de los ejes no influye exageradamente en el resultado de los daños que pueda sufrir ya que los índices son bastante similares (53-68%).

Lo que sí influye entre rotarlo o no son las masas desplazadas por los modos de vibración. Para el edificio original, el terremoto movería tanto para el eje X como para el Y masa en ambas direcciones debido a que el edificio no está situado en ninguno de los dos ejes. En cambio, al rotarlo, sí que se obtiene para cada modo de vibración cierta cantidad de masa movida solo en uno de los ejes reaccionando ante las vibraciones igual que el edificio de banda.

Aun así, sería bueno hacer un análisis a 360 grados para determinar cuál sería la dirección en que se generarían los peores resultados y con ello determinar la dirección más débil del edificio por la cual, si el terremoto se alinea con ella, provocaría los peores resultados

Hay que destacar la importancia de la metodología usada ya que, como se ha reflejado en los gráficos, el hecho de usar una u otra normativa varía mucho las probabilidades de sufrir algún daño en el edificio. Siendo el uso de la norma con $p_g=0.04g$ la que presenta una posibilidad de daño casi nula.

Como conclusión, un replanteamiento de las normas y la creación de un código más específico para cada terreno en cada país sería necesario para evitar sobredimensionar o tener un déficit de seguridad a la hora de construir.

Las propiedades de los materiales que forman el edificio también son un factor importante para definir la resistencia de un edificio. El hecho de que el edificio de estudio tenga viguetas metálicas y bovedilla cerámica envés de viguetas de madera proporciona mayor estabilidad y mejor suportación de la estructura. Además, al no ser un edificio rectangular las viguetas se conforman en forma de

abanico por lo que al ser de madera dificultaba a conexión entre elementos estructurales y, sobre todo, la unión de la madera con el mortero. El uso de pilares y columnas metálicas en la planta baja, permite obtener espacios más abiertos ya que no es necesario construir tantos muros de sustentación. Si hubiera sido de hormigón armado también presentaría más vulnerabilidad ante una acción sísmica.

Presupuesto

Para la realización del presupuesto se tendrá en cuenta el precio del Software del programa de modelación Tremuri y las horas de proyecto invertidas. En este proyecto no se contemplan materiales, construcción ni otros elementos para tener en cuenta ya que se trata de un proyecto de análisis.

Pos	Descripción	Ud/horas proyecto	€/hora	Precio Total (€)
1	Software Tremuri	1	790	790
2	Realización del proyecto	750	10	7500
TOTAL PROYECTO				8290€
TOTAL PROYECTO (con I.V.A)				10030,90€

BIBLIOGRAFÍA

- **Referencias bibliográficas**

IMI . (2002). *Institut Municipal d'Informàtica*, Ajuntament de Barcelona.

ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*. California, USA: California Seismic Safety Commission.

AVILA-HARO, J. E. (2016). *Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Buildings. Applied Mechanics and Materials*. Trans Tech Publ.

AVILA-HARO, J. G.-D. (2017). *Probabilistic Seismic Damage assessment of URM Buildings*. 16th World Conference on Earthquake Engineering, Santiago de Chile.

BARBAT AH, M. U. (1998). *Evaluación probabilista del riesgo sísmico en zonas urbanas*. Revista internacional de métodos numéricos para cálculo y diseño en ingeniería, 14:247–268.

BARBAT, A. H. (2008). *Seismic damage evaluation in urban areas using the capacity spectrum method: application to Barcelona*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 851-865.

BONETT, R. A. (s.f.). *Curvas de fragilidad sísmica para edificios*. Barcelona, Spain: Technical University of Catalonia.

CABRE, A. A. (1994). *Idefons Cerdà i la insuportable densitat urbana: algunes consideracions a partir de la cartografia i anàlisi de les estadístiques contingudes a la "Teoria General"*. Universitat Autònoma de Barcelona, Centre d'Estudis Demogràfics.

CID, J. (1998). *"Zonación sísmica de la ciudad de Barcelona basada en métodos de simulación numérica de efectos locales"*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.

CID, J. S. (2001). *"Seismic zonation of Barcelona based on numerical simulation of site effects."* Pure and Applied Geophysics , 158(12): 2559-2577.

DÍAZ, B. (s.f.). *CAPÍTULO 11. . En CAPACIDAD DE LOS EDIFICIOS DE MAMPOSTERÍA NO-REFORZADA* (págs. 345-364).

EUROCODE-8-1. (2004). *Design for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Comité Européen de Normalisation.

- FAJFAR, P. (1999). *Capacity Spectrum Method Based on Inelastic Demand Spectra*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- FAJFAR, P. G. (1996). *The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*. Earthq Eng Struct Dyn, 25:23–67.
- FEMA-440/ATC-55. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. California: USA: Federal Emergency Management Agency.
- GIMENO, E. A. (1994). *"La intervenció de Cerdà en la construcció de l'Eixample"*. Cerdà. Ciudad y territorio. Una visión de futuro (Editorial Electa y Fundació Catalana per a la Recerca), 167-188.
- GONZÁLEZ-DRIGO, R. A.-H. (2015). *Modernist URM buildings of Barcelona. Seismic Vulnerability and Risk Assessment*. International Journal of Architectural Heritage, 9, 214-230.
- GONZALEZ-DRIGO, R. A.-H. (s.f.). *Non-linear static procedures applied to high-rise. Structural Engineering*. EUETIB-UPC BarcelonaTech.
- ICG, P. L. (27 de Diciembre de 2007). *ESTIMACIÓN DE LA VULNERABILIDAD SÍSMICA DE LAS TIPOLOGÍAS CONSTRUCTIVAS MÁS REPRESENTATIVAS DE LOS EDIFICIOS DE IMPORTANCIA ESPECIAL EN CATALUÑA*. Barcelona.
- IRIZARRY, J. (2004). *An advanced approach to seismic risk assessment. Application to the cultural heritage and urban system of Barcelona*. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- IVA, P. o. (200-2013). *Sistema de Información Sísmica del Pirineo*. France-Espagne-Andorre.
- LAGOMARSINO, S. G. (2002). *Pushover and dynamic analysis of URM buildings by means of a non-linear macro-element model*. Bucharest: RISK-UE project: International Conference on Earthquake Loss Estimation and Risk Reduction.
- LANTADA, N. (2007). *Aplicación de Técnicas GIS a Estimación de Riesgos Naturales*, PhD. Barcelona: Universitat Politècnica de Catalunya.
- LEONARDO DE TEJADA, D. S. (2 de Agosto de 1900). *CASAS ECONÓMICAS E INCOMBUSTIBLES EN ESPAÑA*. Revista de obras publicas.
- MÁCA, J. A.-H. (Octubre 2015). *A comparision between metodologies in the seismic assessment of URM buildings*. Proceedings of the 13th International Conference on New Trends in Statics and Dynamics of Buildings, Bratislava, Slovakia.

- MARTÍNEZ CASTILLO, M. (2009). *EVALUACIÓN DEL USO DE ESPECTROS DE DISEÑO AL ANÁLISIS DEL RIESGO SÍSMICO. APLICACIÓN A BARCELONA (ESPAÑA)*. Barcelona: Tesis. Universitat Politècnica de Catalunya.
- MULTINOVIC, Z. V. (2003). "WP4: Vulnerability of current buildings." *RISK-UE project of the EC: an advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns*.
- MV101. (1963). *Norma N.V.101–1962. Acciones en la edificación*. . Ministerio de la Vivienda, decreto del 17 de enero de 1963 (195/1963).
- NCSE-02, N. (2002). *Norma de Construcción Sismorresistente: Parte Genral y Edificación*. Madrid: Real Decreto 997/2002, Boletín Oficial del Estado.
- OLIVERA, C. R. (2006). *Els terratrèmols dels segles XIV i XV a Catalunya*. Barcelona: Institut Cartogràfic de Catalunya.
- PARICIO, A. (2001). *Secrets d'un Sistema Constructiu*. . Barcelona: Edicions UPS.
- PERMANYER, L. A. (2008). *L'Eixample: 150 anys d'història*. Viena.
- PGS-1. (16 de Enero de 1969). *Norma Sismorresistente P.G.S.-1, Comisión Interministerial de la Presidencia del Gobierno*. Decreto 106/1969.
- PUJADES, L. B.-D.-H. (2012). *Seismic Performance of a Block of Buildings Representative of the Typical Construction in the Eixample District in Barcelona*. Bulletin of Earthquake Engineering, 331-349.
- RONALD, J. (2015). *ATC-40 CAP. 8 Procedimiento de análisis estático no lineal*.
- SAENZ RIDRUEJO, F. (Mayo, 1972). *ILDEFONSO CERÁ Y LA EVOLUCION URBANA DE BARCELONA*. Revista de Obras Públicas, 385-392.
- SCANELL, R. G. (1998). *Analysis of seismic hazard in Catalonia (Spain) though different probabilistic approaches*. 11th European conference on earthquake engineering, Ed. Balkema, Paris, France.
- SCANELL, R. G. (2004). "Seismic hazard zonation of Catalonia, Spain, integrating random uncertainties." *Journal of Seismology*, 25-40.
- SOTERAS MAURI, J. (Enero,1960). *BARCELONA Y EL PLAN CERÁ*. Barcelona.

TARRAGÓ, S. (1994). *"L'evolució de l'intervies de Cerdà. Tres propostes (1855, 1859, 1863) per la fundació d'una nova ciutat industrial"*. CERDÀ. URBS I TERRITORI. UNA VISIÓ DE FUTUR.

- **Referencias Figuras**

BARCELONA, A. D. (s.f.). Recuperado el 20 de Noviembre de 2017, de [www.bcn.cat:
http://www.bcn.cat/publicacions/Cartografia/](http://www.bcn.cat/publicacions/Cartografia/)

DOERR, A. (15 de Enero de 2014). Recuperado el 25 de Noviembre de 2017, de <https://www.failedarchitecture.com:https://www.failedarchitecture.com/behind-four-walls-barcelonas-lost-utopia/>

GARCÍA, E. (3 de Febrero de 2017). <http://www.paseodegracia.com>. Recuperado el 25 de Noviembre de 2017, de <http://www.paseodegracia.com/historia/historia-del-eixample-de-barcelona/>

Anexo I: Modelación con Tremuri

En este apartado se explicará detalladamente el procedimiento de modelación con el programa Tremuri. El programa, permite modelar el edificio a partir de un archivo de dibujo Autocad (.dxf). Esta plantilla facilita la creación de muros además de la situación de elementos constructivos tales como columnas, ventanas, puertas, entre otros.

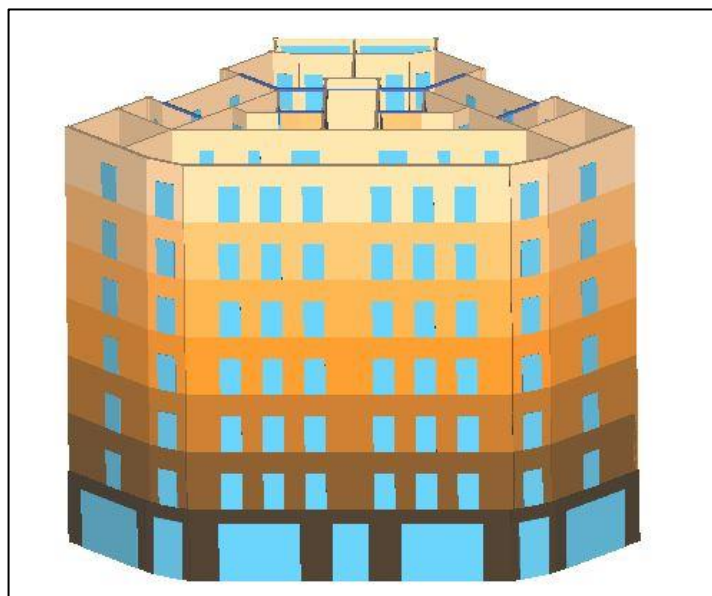


Figura 1.0.1 Edificio modelado con Tremuri (Fuente: Propia)

El programa distingue entre edificios de diferentes materiales como mampostería, hormigón armado y elementos metálicos.

El listado de materiales y tipologías permite crear un edificio que contenga las mismas características y parámetros que el edificio real. Por lo que los resultados obtenidos con este programa se consideran fiables para el estudio previo a la construcción de edificios. Los pasos a seguir se especifican a continuación.

- Apartado de modelación de muros: Walls

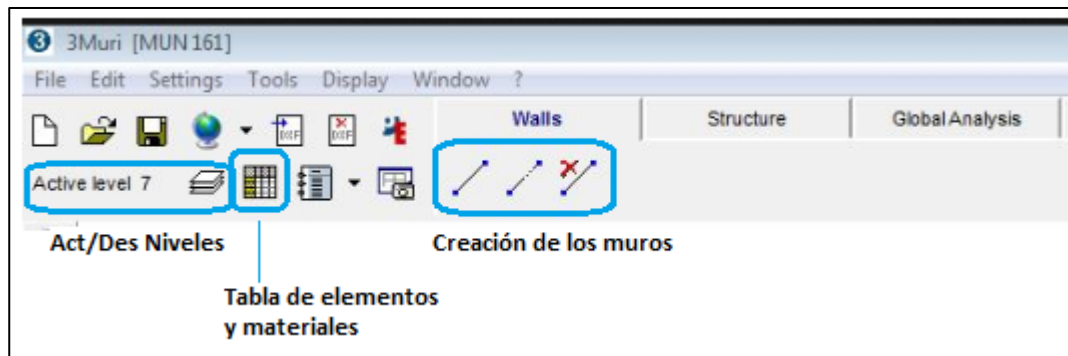


Figura 2.A Barra de comandos Walls (Fuente: Propia)

Una vez importado el archivo. dxf a la plantilla de trabajo se procede a crear los muros tanto estructurales como divisorios y de escalera el edificio. Se empieza modelando la planta baja y se van añadiendo los demás niveles con sus características propias, en este apartado no se añaden parámetros de materiales ni dimensiones o grosores.

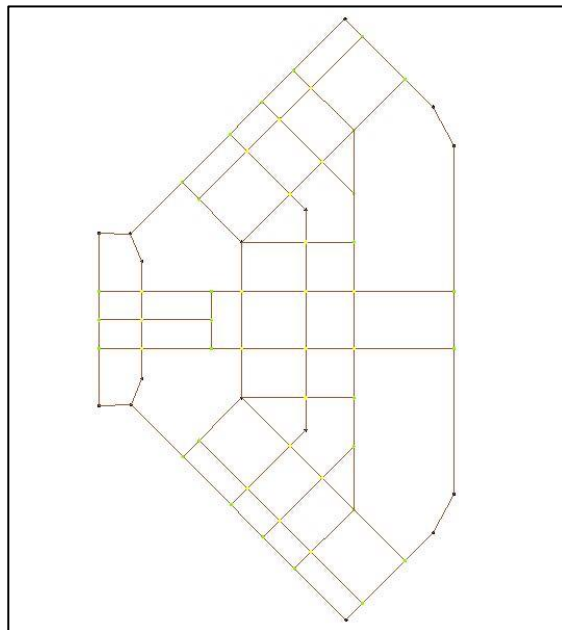


Figura 3.A Vista en planta de las paredes del edificio (Fuente: Propia)

Además el programa permite, una vez modelados todos los niveles desactivar los que se crea conveniente para el análisis en caso de ser necesario, en ésta misma pestaña, aparecen las alturas de cada piso. También tiene una tabla donde se recogen todos los elementos de la librería y los usados en el proyecto.

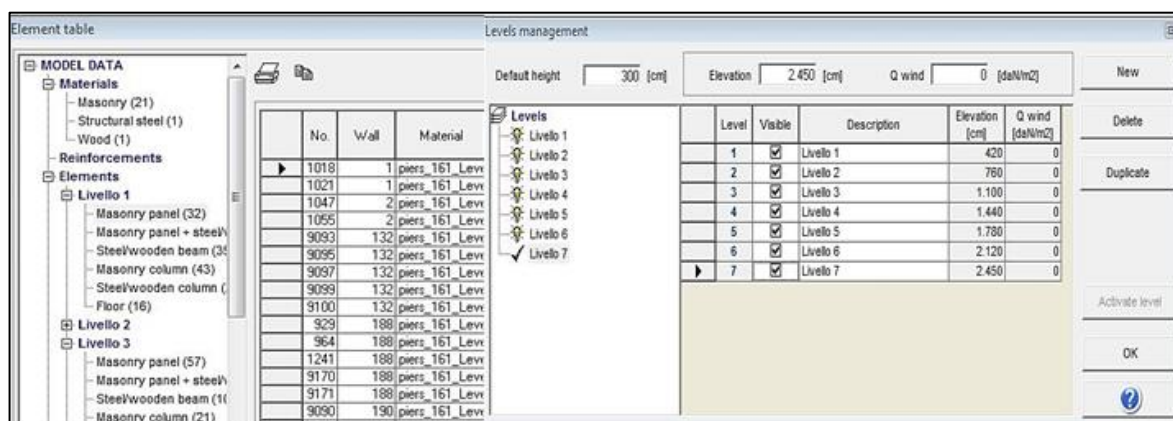


Figura 4.A Tabla de elementos y listado de plantas (Fuente: Propia)

- *Apartado de modelación de elementos estructurales: Structure*

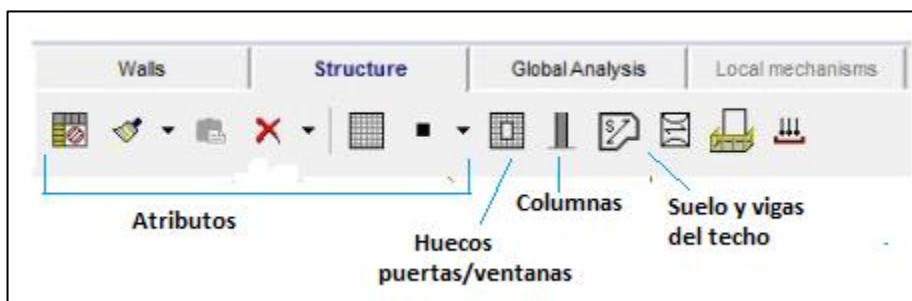


Figura 5.A Barra de comandos de Structure (Fuente: Propia)

Esta sección permite introducir los parámetros y características de cada elemento, desde el grosor de los muros de mampostería y columnas metálicas, colocación de dinteles y viguetas metálicas y apertura de huecos tales como ventanas y puertas. A continuación, se muestran imágenes de cómo se han introducido los diferentes elementos y los datos necesarios a rellenar.

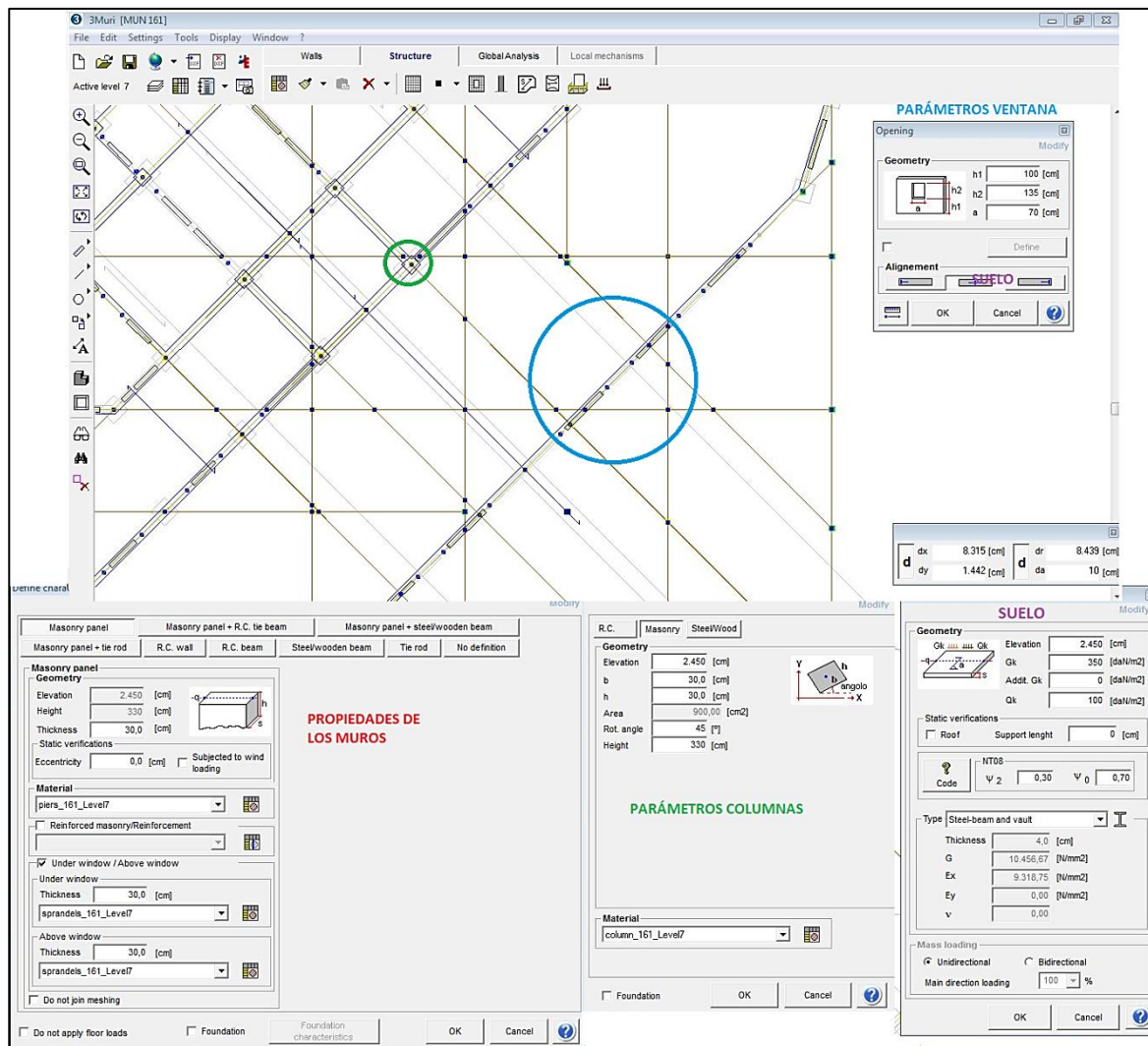


Figura 6.A Los diferentes elementos estructurales y sus características (Fuente: Propia)

Para la modelación de las ventanas se han usado diferentes medidas según al piso al cual pertenecen. La planta baja que sigue unas características estructurales diferentes debido a tener espacios más abiertos para fines comerciales, tiene las puertas de la fachada de 3,4m de alto por 1,97m de ancho, las más grandes tienen un ancho de 4,47m y las dos de la diagonal que forma el chaflán de 1,8m de ancho.

Para los demás pisos hay ventanas de medidas también variables desde ventanas de 115cm de ancho a 2,10m de altura del suelo en la fachada de los pisos hasta de 80 y 70cm de espesor en el interior de las viviendas según la localización. Las ventanas que dan al patio interior son de 2,15m de altura y 0,75m respecto del suelo, su anchura es de 3,6m por lo que se consideran ventanales.

Las puertas son de 2,1m de altura por un metro de ancho en la mayoría de los casos. Esta diferencia entre medidas se debe al aprovechamiento del espacio para la geometría que tiene el edificio de chaflán.

Los demás elementos (ver apartado Descripción general) tales como columnas metálicas y pilares de mampostería, techo de bóveda con vigas de acero también varían de la planta baja al resto de pisos.

- *Apartado de análisis: Global Analysis*

Por último, se procede a hacer el análisis estructural del edificio sometido a diversas solicitaciones.

Primero se procede a realizar el mallado del edificio, es decir, hacer del edificio una red conjunta por tal de corroborar que todos los elementos funcionan y están conectados entre sí como en la realidad. Una vez el programa ha realizado la malla, se generan diferentes nomenclaturas para cada muro y para cada nudo de unión, esto permite una vez hecho el análisis identificar que le sucede a cada punto o muro en concreto del edificio.

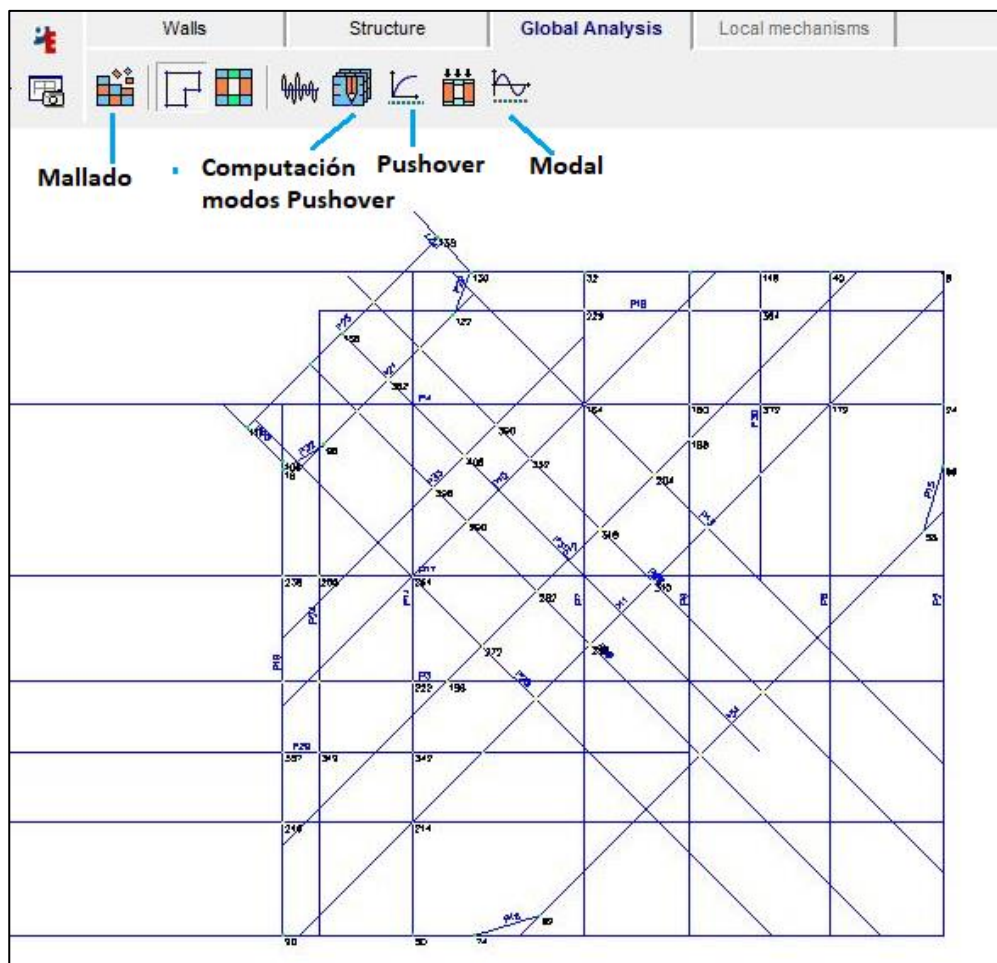


Figura 7.A Barra de comandos del análisis y ejemplo de mallado (Fuente: Propia)

Una vez creada la malla y habiendo comprobado que todo está enlazado se procede al análisis Modal de la estructura. El programa te pide cuantos modos se desean analizar, en este caso, donde interesan los 3 primeros modos de vibración para cada planta se ha configurado para 21 modos de vibración, tres por planta. Una vez ejecutado el análisis el programa genera cuatro ventanas con diferentes datos. Hay dos tablas, la tabla por nodos y la de los 21 modos de vibración en donde se elegirán los tres modos principales que desplazan más masa del edificio. Las dos imágenes que aparecen son por un lado la vista en planta del desplazamiento sufrido por el edificio y el alzado donde aparece la capacidad y daños que sufre el edificio a lo largo de las solicitaciones para ver qué puntos son los más afectados.

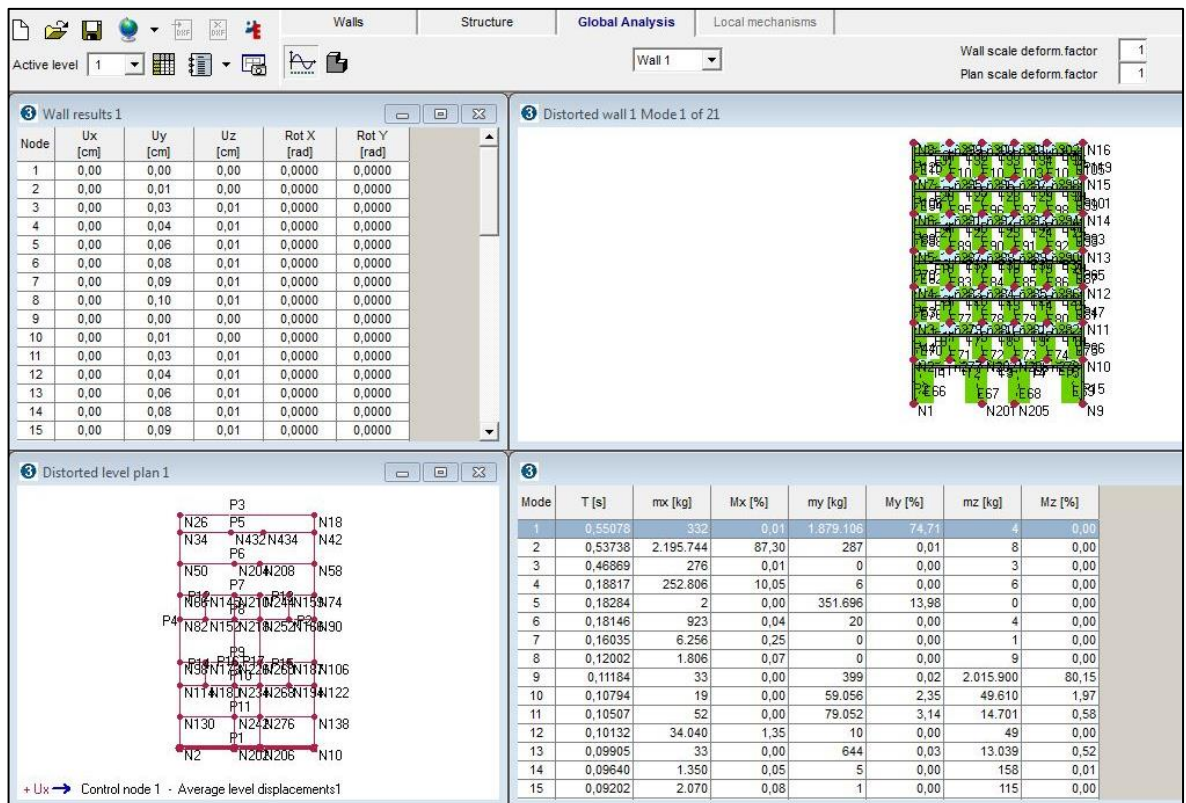


Figura 8.A Análisis Modal (Fuente: Propia)

Una vez obtenidos los modos, se procede al análisis de la capacidad/obtención de la curva Pushover.

Primeramente, se selecciona el botón de computar para elegir sobre que nodo se realizará el análisis. Se selecciona un nodo central para obtener resultados más exactos y así tratar toda la estructura por igual. Una vez designado el centro de masas se configuran las iteraciones y precisión.

Para este proyecto se han usado los cuatro modos principales del edificio (+X, -X, +Y e -Y).

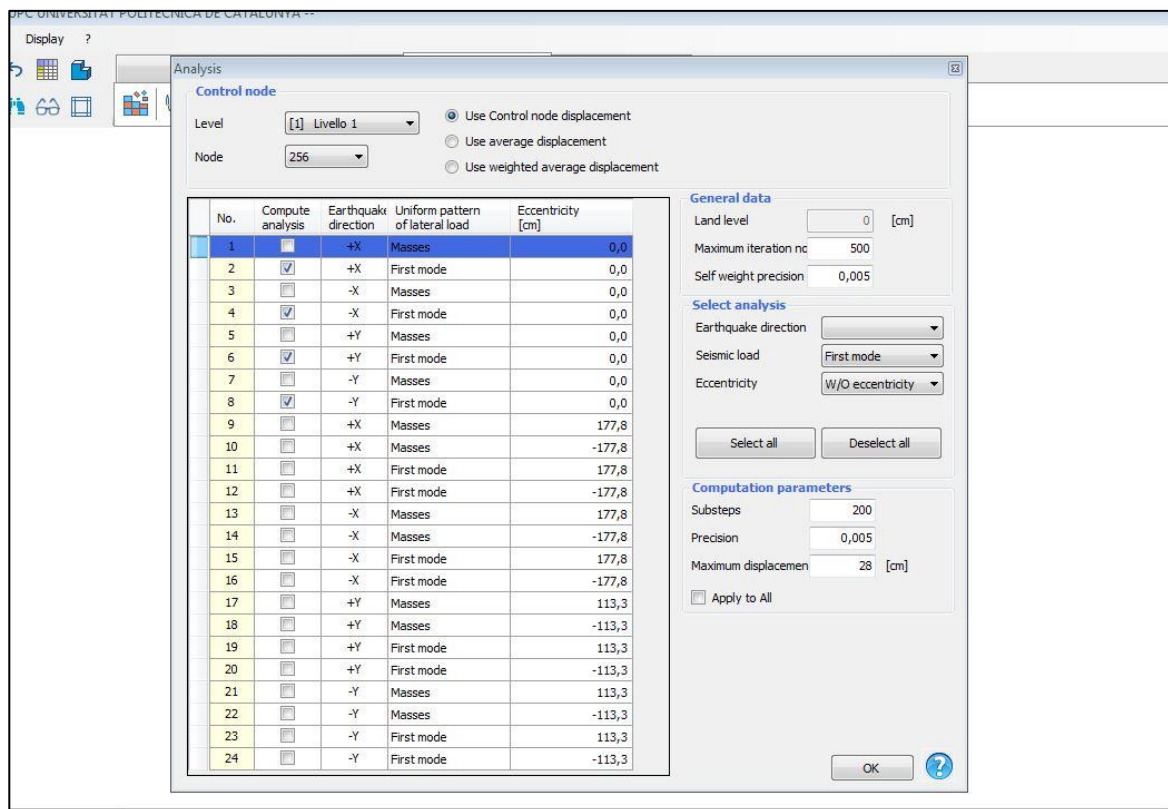


Figura 9.A Selección de parámetros para obtención de la curva Pushover (Fuente: Propia)

Una vez aceptados los parámetros se procede al análisis Pushover. En este caso también aparecen cuatro ventanas informativas y gráficas como en el análisis modal. Para los cuatro modos seleccionados el programa te devuelve la tabla en verde si todo está correcto, sino te avisa en color rojo. Los gráficos en planta y alzado representan el comportamiento del edificio. Por último, se genera un gráfico de la curva de capacidad junto la bilineal. En el caso de este proyecto no sirve ya que se ha decidido analizar la capacidad mediante el método N2 y enfrentarlo a la demanda mediante el método Irizarry. Es por esto que se extrae la tabla de datos de Tremuri (debajo del gráfico Pushover) y mediante los métodos nombrados anteriormente se introduce en Matlab y se extraen los resultados de capacidad, fragilidad y los diferentes estados de daño del edificio.

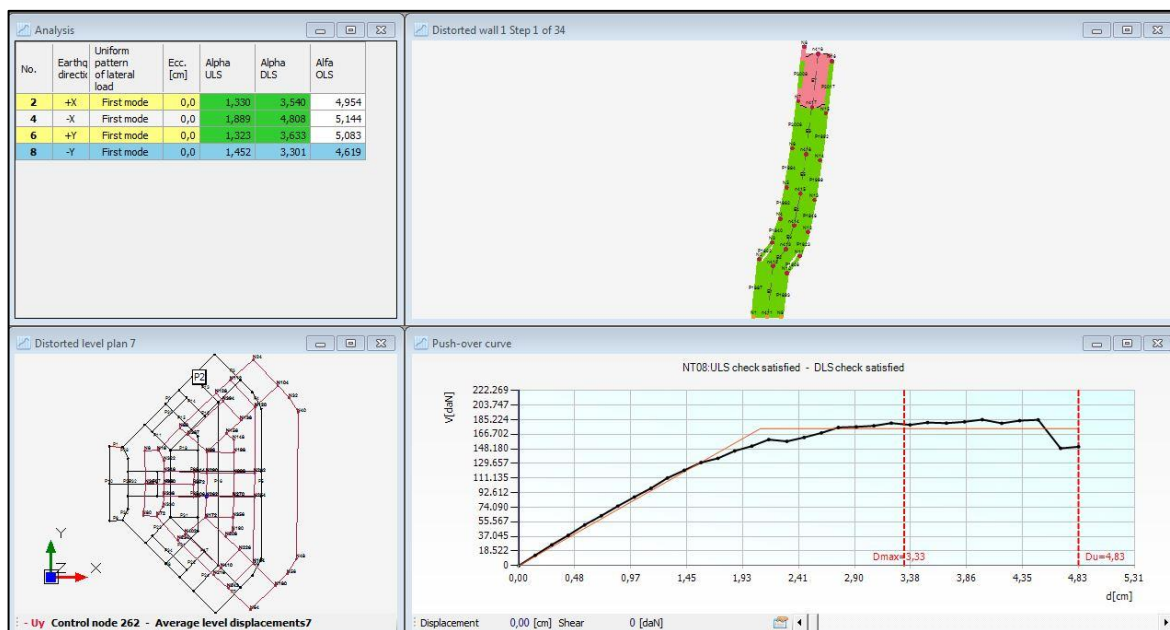


Figura 10.A Análisis de la capacidad o curva pushover

